

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI

FEDERICO II

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE

STRUTTURE

COORDINATORE PROF. GIUSEPPE MENSITIERI

XXIV CICLO



CLAUDIO D'AMBRA

TESI DI DOTTORATO

VULNERABILITÀ E MIGLIORAMENTO SISMICO DI EDIFICI

IN AGGREGATO: IL CASO STUDIO DI PIAZZA DELLA

PREFETTURA A L'AQUILA

TUTOR: PROF. ING. GAETANO MANFREDI

Co - TUTOR : PROF. ING. ANDREA PROTA

Co - TUTOR : ING. FRANCESCA DA PORTO

ANNO 2011

Indice

INTRODUZIONE	8
 1. IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA	13
1.1. INTRODUZIONE	13
1.2. AGGREGATO EDILIZIO.....	14
1.3. CONOSCENZA DEL MANUFATTO.....	18
1.3.1. Generalità	18
1.3.2. Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano	20
1.3.3. Rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale	21
1.3.4. Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato	23
1.3.5. Rilievo costruttivo-strutturale.....	24
1.3.6. Caratterizzazione meccanica dei materiali	30
1.3.7. Terreno e fondazioni	37
1.3.8. Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado.....	40
1.4. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI ALLA VERIFICA DI SICUREZZA.....	43
1.4.1. Analisi della sismicità storica.....	43
1.4.2. Azione sismica di riferimento	43
1.4.3. Criteri di modellazione ed analisi.....	45
 2. ANALISI E VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI	57
2.1. INTRODUZIONE	57
2.2. ANALISI CINEMATICA LINEARE.....	61
2.3. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE	64

2.3.1.	Cinematismo di ribaltamento semplice di parete ad un piano	64
2.3.2.	Cinematismo di ribaltamento semplice di parete a più piani.....	66
2.4.	MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE	69
2.4.1.	Cinematismo di flessione verticale di parete ad un piano	69
2.4.2.	Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a due piani	74
2.4.3.	Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a tre piani..	76
2.5.	MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE	79
2.5.1.	Cinematismo di flessione orizzontale di parete non confinata	79
2.5.2.	Cinematismo di flessione orizzontale di parete confinata	84
2.6.	MECCANISMI DI SFONDAMENTO DEL TIMPANO	86
2.7.	MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO	89
2.7.1.	Cinematismo di ribaltamento di cuneo diagonale ad un piano.....	89
2.7.2.	Cinematismo di ribaltamento di cuneo diagonale per più piani	91
2.8.	MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO (DOPPIA DIAGONALE) ..	94
2.8.1.	Cinematismo di ribaltamento di cuneo diagonale ad un piano.....	94
2.8.2.	Cinematismo di ribaltamento di cuneo diagonale per più piani	96
2.8.3.	Meccanismo di ribaltamento del cantonale	99
2.9.	ANALISI CINEMATICA NON LINEARE.....	102
2.9.1.	Relazione tra il moltiplicatore α e lo spostamento	102
2.9.2.	Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)	104
2.10.	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	106
2.10.1.	Verifica semplificata con fattore di struttura q	106
2.10.2.	Verifica mediante spettro di capacità	108
3.	CONOSCENZA E MECCANISMI LOCALI :APPLICAZIONI AD UN CASO STUDIO.....	109
3.1.	INTRODUZIONE	109

3.2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DELL'AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO	109
3.2.1. Identificazione dell'aggregato	109
3.2.2. Area oggetto di studio	111
3.2.3. Classificazione sismica dell'area.....	117
3.2.4. Rilievo geometrico	122
3.2.5. Evoluzione storica dell'aggregato	126
3.2.6. Analisi tipologica	129
3.2.7. Caratterizzazione dell'aggregato	130
3.2.8. Rilievo Strutturale ed analisi della tecnica costruttiva locale.....	132
3.2.9. Caratterizzazione meccanica della muratura	138
3.2.10. Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado.....	157
3.3. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	166
3.3.1. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 1	167
3.3.2. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 3	169
3.3.3. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 5	172
3.3.4. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 6	173
3.3.5. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 7	174
4. CRITERI DI MODELLAZIONE ED ANALISI GLOBALE	176
4.1. INTRODUZIONE	176
4.2. COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA PER AZIONI NEL PIANO DELLE PARETI.....	178
4.3. MECCANISMI DI ROTTURA DEI PANNELLI MURARI.....	180
4.3.1. Meccanismo resistente a pressoflessione	181
4.3.2. Meccanismi resistenti a taglio	183
4.4. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE MURARIE	185

4.4.1.	Caratteristiche geometriche della parete in esame:	187
4.4.2.	Caratteristiche dei materiali:.....	187
4.4.3.	Azioni di calcolo:	188
4.4.4.	Metodo “POR”	192
4.4.5.	Metodo “SAM”	196
4.4.6.	Metodo “3 MURI”.....	206
4.4.7.	Metodo “FEM”	209
4.4.8.	Metodo “Semplificato”	213
4.4.9.	Confronto tra i risultati ottenuti	224
4.5.	ANALISI GLOBALE DELLE SINGOLE UNITÀ.....	228
4.5.1.	Norme di riferimento	229
4.5.2.	Caratteristiche dei materiali.....	230
4.6.	ANALISI DELL’ UNITÀ1	231
4.6.1.	Descrizione del modello	231
4.6.2.	Geometria del modello	232
4.6.3.	Carichi	232
4.6.4.	Analisi incrementale a collasso (push-over).....	234
4.6.5.	Spettro da normativa	236
4.6.6.	Dettaglio verifiche	238
4.7.	ANALISI DELL’ UNITÀ3	239
4.8.	ANALISI DELL’ UNITÀ5	240
4.9.	ANALISI DELL’ UNITÀ6	241
4.10.	ANALISI DELL’ UNITÀ7	241
5.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	242
5.1.	INTRODIZIONE	242

5.2. INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI MURARI	244
5.2.1. Rigenerazione muraria con iniezioni consolidanti	245
5.2.2. Ristilatura dei giunti	249
5.2.3. Scuci e cucì.....	250
5.2.4. Ricostruzione dei muri	252
5.2.5. Chiusura di vani.....	253
5.2.6. Intonaco armato	255
5.3. INTERVENTI PER GLI ARCHITRAVI	257
5.3.1. Verifica a flessione dell'architrave (dimensionamento dell'elemento strutturale);.....	259
5.3.2. Verifica a taglio dell'architrave;.....	261
5.3.3. Verifica di deformabilità (controllo della freccia);.....	262
5.3.4. Verifica della tensione massima sulla muratura per effetto dello scarico delle sollecitazioni agenti.	262
5.4. INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI.....	263
5.4.1. Tiranti metallici	263
5.5. INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE SPINTE DI ARCHI E VOLTE ED AL LORO CONSOLIDAMENTO	268
5.5.1. Consolidamento delle volte con materiale composito	269
5.6. INTERVENTI IN COPERTURA.....	276
5.6.1. Interventi sulle giunzioni.....	277
5.7. VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	278
5.7.1. Interventi Unità1	279
5.7.2. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 1	281
5.7.3. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 3	283

5.7.4.	Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 5	284
5.7.5.	Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 6	285
5.7.6.	Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 7	286
6.	CONCLUSIONI.....	287

INTRODUZIONE

Lo sciame sismico che ha interessato la Regione Abruzzo nell'aprile del 2009, provocando un danno esteso a buona parte dei centri urbani del "cratere", ha drammaticamente messo in evidenza la necessità di affrontare gli interventi di recupero, rafforzamento e miglioramento sismico dell'edilizia in aggregato, secondo una metodologia specifica ed appropriata al caso.

La normativa tecnica appena entrata in vigore recepisce gli indirizzi degli eurocodici, fa propria l'esperienza maturata in seguito al sisma dell'Umbria e Marche e introduce importanti novità per quanto riguarda l'edilizia storica in muratura. In particolare propone un approccio metodologico per l'analisi delle strutture esistenti che costituisce un'ottima guida.

La norma introduce innovazioni rilevanti non solo in merito alle modalità di verifica (l'approccio al calcolo secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite era già previsto e applicato anche in passato, anche se non ne era prescritto l'obbligo), quanto piuttosto alle tipologie d'intervento.

Si prende atto che l'analisi strutturale deve essere finalizzata alla comprensione del naturale comportamento delle costruzioni, per indirizzare l'opera di consolidamento verso metodologie d'intervento volte alla conservazione dei caratteri costruttivi.

Nonostante i notevoli progressi della nuova normativa tecnica, mutuati grazie all'esperienza di questi drammatici eventi, per quanto concerne l'edilizia in aggregato si riscontrano ancora delle problematiche complesse di difficile risoluzione non menzionati nelle suddette norme tecniche.

In primo luogo la disomogeneità nelle strutture portanti in muratura, quale risultato del processo di "crescita" ed "assemblaggio" nel tempo. A questo si accompagna la compresenza di diversi materiali, spesso con caratteristiche di rigidità e resistenza molto difformi tra loro: è il caso, ad esempio, di interventi recenti che hanno visto la realizzazione di elementi strutturali in cemento armato su edifici preesistenti in muratura. Ricorrono inoltre alterazioni strutturali incongrue, come porzioni realizzate in epoche diverse (ampliamenti, sopraelevazioni, ecc.), le quali sono a volte strutturalmente

collegate alle strutture preesistenti, altre volte parzialmente separate attraverso giunti strutturali o pareti doppie in aderenza. Gli interventi recenti di riattazione o ristrutturazione hanno spesso comportato l'inserimento di cordoli o intonaci armati ed altri elementi che, pur non modificando le volumetrie, hanno tuttavia influito sul comportamento strutturale dell'edificio nel suo complesso o su porzioni di esso. Tali fattori determinano due livelli di difficoltà. In primo luogo l'individuazione dell'aggregato stesso in quanto frutto di un processo di "assemblaggio" di più unità strutturali interagenti tra loro, in secondo luogo la conoscenza corretta ed univoca del sistema strutturale che lo compone. Per rispondere a queste problematiche è stato creato un Gruppo di Lavoro misto per le attività di valutazione della sicurezza sismica e delle strategie di intervento sul patrimonio murario dei Centri Storici, composto da Funzione 1 del Dipartimento della Protezione Civile, consorzio Reluis (G. Manfredi, C. Modena) e dal vice-comissario per il patrimonio culturale.

Il Gruppo di Lavoro denominato "Centri Storici" si è posto quindi, come compito, l'esecuzione di studi-pilota di fattibilità per le attività di rilievo e di intervento su aggregati strutturali nell'ambito dei centri storici, la predisposizione di progetti di interventi-pilota per la realizzazione di piani particolareggiati di recupero nell'ambito dei centri storici e l'analisi delle attività di monitoraggio su beni culturali, con il fine ultimo dell'elaborazione di Linee Guida per la ricostruzione.

Per lo studio pilota sono stati scelti due aggregati in modo da ritrovare tutte le problematiche e le peculiarità del centro storico aquilano e che al tempo stesso fossero anche simbolicamente riconoscibili come rappresentativi de L'Aquila. I due aggregati edilizi, contraddistinti dalle lettere A e B, sono situati nelle vicinanze di quello che è il cuore della città, Piazza del Duomo, con le due importanti chiese, San Massimo e Santa Maria del Suffragio, ed è prospiciente ad un altro importante edificio, il Palazzo della Prefettura che dà il nome alla piazza e allo stesso Consorzio. Per entrambi gli aggregati sono stati condotti in parallelo dalle Università di Napoli e Padova le medesime indagini e verifiche che hanno permesso di giungere a risultati del tutto

equivalenti, per tale motivo in questo lavoro di tesi viene riportato esclusivamente il lavoro di studio effettuato per l'aggregato B.

La preliminare conoscenza ed interpretazione del comportamento strutturale è di fondamentale importanza per la messa a punto del progetto di intervento. Un progetto di rafforzamento locale, ripristino o di miglioramento non può essere maturato, né tantomeno calcolato, se non siano stati preliminarmente conosciuti nel dettaglio tutti gli elementi che ne compongono la struttura, in modo da poter quantificare con ragionevole sicurezza l'effettivo grado di miglioramento conseguito. Tale obiettivo viene perseguito attraverso la descrizione di uno specifico metodo di analisi, attraverso valutazioni sulle tecniche di rilievo e calcolo strutturale, nonché attraverso la messa in luce di problematiche ricorrenti in edifici in aggregato.

La metodologia parte da una prima *fase conoscitiva* che si è articolata in due operazioni fondamentali finalizzate ad indagare l'oggetto dello studio dal punto di vista della sua realtà materiale e da quello della sua storia intesa come susseguirsi di modifiche avvenute. Tali operazioni, indirizzate a estrapolare dati significativi per un giudizio sull'efficienza strutturale e sulla risposta sismica, sono state effettuate utilizzando modalità conoscitive di base (rilievo e analisi storico-critica dei manufatti) ma con una stringente finalizzazione meccanica. In questa fase, si sono acquisite le informazioni necessarie alla conoscenza approfondita dell'aggregato attraverso l'analisi della sua configurazione d'insieme e della tecnica costruttiva che lo caratterizza.

In particolare tale fase conoscitiva si è articolata su differenti fronti di analisi relativi:

- alla formazione ed evoluzione dell'aggregato;
- alla morfologia del sito nonché al contesto ambientale in cui esso è sito;
- alla tipologia strutturale e alla tecnica costruttiva locale impiegata.

Ci si è avvalsi, inoltre, della documentazione storica che è stato possibile recuperare per formulare delle ipotesi il più possibile corrette sulla nascita ed evoluzione dell'aggregato. A questa fase conoscitiva è stata poi affiancata un

rilievo critico del danno subito in seguito al sisma, che correlato con *l'analisi delle strutture*, fornisce importanti nozioni sulla vulnerabilità e sul comportamento globale dell'aggregato.

Il primo obiettivo è stato, quindi, quello di individuare la *metodologia* più appropriata per l'analisi dell'aggregato oggetto di studio, in modo da avere una conoscenza appropriata della sue caratteristiche strutturali e di vulnerabilità. Terminata la fase di rilievo, si è proceduto con *l'analisi delle strutture portanti* per la definizione del progetto di miglioramento sismico dei paramenti murari, con l'eliminazione di quelle che sono emerse come maggiori vulnerabilità.

La scelta del tipo di analisi sismica e del criterio di modellazione della struttura è strettamente connessa da un lato alla tipologia strutturale, dall'altro al tipo di intervento progettuale. L'adozione di modelli di calcolo di dettaglio per la valutazione della risposta globale (ad esempio approccio di modellazione ad elementi finiti o quello a telaio equivalente) risulta in generale applicabile esclusivamente ad aggregati di limitata estensione, per i quali risulti accettabile l'onere conseguente associato alla fase conoscitiva, oppure al caso di singole unità, quando sia possibile stimare ragionevolmente l'effetto equivalente associato all'interazione con le unità adiacenti. Di norma, in alternativa, nel caso in cui non sia possibile acquisire i dati necessari per sostanziare modelli più accurati (il cui uso quindi risulterebbe inficiato dal grado di incertezza associato ai parametri impiegati od alle ipotesi assunte), risulta preferibile l'adozione di modelli semplificati. Viceversa anche l'applicazione di modelli per l'analisi di meccanismi locali (secondo l'approccio cinematico per macroelementi) è subordinata ad una valutazione qualitativa circa il sistema di ripartizione dei carichi in base a fattori, quali ad esempio l'orditura e deformabilità dei solai, la rigidezza delle pareti verticali, la qualità delle connessioni.

La possibilità di elaborare modelli complessivi è comunque limitata dalla dimensione e complessità dell'aggregato, mentre l'elaborazione di modelli parziali o le analisi di singoli elementi (secondo l'approccio cinematico per macroelementi) sono subordinati ad una valutazione qualitativa circa il sistema di ripartizione dei carichi in base a fattori, quali ad esempio l'orditura

e deformabilità dei solai, la rigidezza delle pareti verticali, la qualità delle connessioni. Ne consegue che prima di elaborare il progetto di miglioramento e conservazione e scegliere il sistema di verifica strutturale devono essere svolte alcune valutazioni qualitative sulle caratteristiche tecnologico costruttive e sull'identificazione delle vulnerabilità specifiche dell'edificio oggetto di studio. Tale analisi, deve partire innanzitutto dall'osservazione del sistema costruttivo al fine di valutarne la qualità meccanica in relazione al comportamento statico e sismico. L'analisi preliminare qualitativa sulle vulnerabilità locali e globali, nonché sul grado di risposta sismica di un aggregato, o sua porzione, deve essere inoltre validata dai risultati del rilievo del danno occorso.

Per quanto concerne gli *interventi di ricostruzione*, seguendo le indicazioni emerse dalla fase conoscitiva, e dall'interpretazione dei risultati ottenuti dalle analisi, è stato possibile scegliere l'intervento più consono al tipo di carenza strutturale individuata.

1. IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

1.1. INTRODUZIONE

Il costruito dei centri storici rappresenta da sempre non solo la risposta ad esigenze abitative che nel tempo si sono evolute, ma la testimonianza di secoli di civiltà e cultura che, grazie anche al patrimonio architettonico giunto sino ai giorni nostri, viene oggi giudicato e valorizzato quale risorsa economica e turistica insostituibile: il centro storico, sia quello più o meno contaminato inglobato dalla metropoli moderna o quello più integro e puro del piccolo paese, rappresenta il riferimento geografico della nostra storia, della cultura e dell'arte, ma costituisce spesso di per sé un bene architettonico ed artistico dal valore unico, il quale determina un forte richiamo turistico tale da rivestire un ruolo importante nell'economia del territorio.

I centri storici sono peraltro i testimoni dell'adattamento secolare dell'uomo all'ambiente che lo circonda: è facile notare, infatti, come le scelte architettoniche ed urbanistiche siano sempre state dettate non solo da motivi di carattere politico e funzionale, ma soprattutto dalla morfologia e dalle peculiarità ambientali dell'area ove essi sorgono.

Il centro storico dell'Aquila ha conservato nel tempo il disegno urbanistico originario incardinato alle piazze, con le vie ed i vicoli e gli insediamenti con case a corte e con orto murato, organizzato intorno alle presenze monumentali dei palazzi e delle chiese, nonché gli elementi stilistici e materici originari e la leggibilità del borgo medievale, offrendo, anche per la particolare morfologia del terreno sul quale sorge, suggestivi scorci prospettici percepibili sia dagli spazi urbani (vicoli, sdruccioli, coste, piazze e piazzette) interni al centro che dai piedi dell'altura su cui esso è posto. Esso costituisce inoltre un ambito di particolare valore storico-tradizionale e paesaggistico per la presenza di edifici di rilevante pregio architettonico. Queste architetture, con le relative pertinenze nel loro insieme, costituiscono un quadro di grande rilevanza storico architettonica, definendo il suggestivo scenario urbano.

L'attuale aspetto del centro storico dell'Aquila è dovuto sia ai suoi monumenti che al tessuto edilizio complessivo. La disposizione degli edifici e l'unione di questi con tutto il resto dell'edificazione e la presenza degli spazi vuoti per strade, piazze, slarghi e quant'altro e la varietà tipologica e volumetrica dell'edilizia sia privata che pubblica con l'aggiunta di tutte le evidenze di vita commerciale, sociale, residenziale, ha definito, anche nella varietà delle parti, la forma della città.

Il tessuto edilizio del centro storico dell'Aquila è costituito da compatti aggregati edilizi, molto raccolti e strutturalmente massicci, con edifici strettamente connessi tra loro: alcuni elementi strutturali di collegamento, quali archi e contrafforti, venivano anche introdotti a contrasto di meccanismi di danno attivati da eventi tellurici. Si tratta dunque di sistemi strutturali estremamente complessi, la cui vulnerabilità sismica risulta spesso di difficile valutazione e necessiterebbe di un approccio unitario per l'intero aggregato, non essendo possibile estrapolare il comportamento del singolo edificio, che, anzi, può variare a seconda della posizione nell'aggregato stesso.

L'evento sismico che ha colpito la Regione Abruzzo, ed il danno che ha interessato buona parte dei centri urbani del "cratere", ha drammaticamente messo in evidenza la necessità di affrontare gli interventi di recupero, rafforzamento e miglioramento sismico dell'edilizia in aggregato, secondo una metodologia specifica ed appropriata al caso.

1.2. AGGREGATO EDILIZIO

Dalla lettura combinata dei riferimenti normativi riguardanti gli aggregati, quali l'O.P.C.M. 3820 e s.m.i. [1], le N.T.C. 2008 [2] e relative circolari esplicative (Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 [3]), si precisa che:

L'aggregato strutturale, è costituito da un insieme di elementi strutturali non omogenei e che possono interagire sotto un'azione sismica (o dinamica in genere). Un aggregato strutturale può essere costituito da uno o più edifici accorpati e, per accorpamento, si deve intendere un contatto, o un collegamento, più o meno efficace tra edifici con caratteristiche costruttive generalmente diverse. La presenza di un giunto di separazione, quale ad

esempio rue o altre disconnessioni tra i diversi edifici, ove ritenuto efficace ai fini sismici, dà luogo alla individuazione di due aggregati strutturali ben distinti.

Si sottolinea che l'esistenza di un giunto non è sempre di facile individuazione, come nel caso di ampliamenti dove spesso è occultato da materiale di rivestimento. Quando non vi è certezza a priori sulla presenza e sulla localizzazione di giunti, è opportuno considerare provvisoriamente l'intero isolato come un unico aggregato, che viene denominato aggregato strutturale provvisorio.

Al fine di individuare univocamente un aggregato edilizio è pertanto necessario indicare quali siano gli spazi (strade, piazze, rue, corti interne, giunti di separazione) che lo rendono strutturalmente indipendente dagli edifici nelle immediate vicinanze.

All'interno degli aggregati strutturali si individuano gli edifici, definiti come *unità strutturali omogenee* da cielo a terra e, in genere, distinguibili dagli altri adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:

- tipologia costruttiva
- differenza di altezza
- irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente
- età di costruzione
- sfalsamento dei piani
- ristrutturazioni da cielo a terra.

Negli aggregati urbani dei centri storici sono presenti situazioni complesse e “l'operazione di individuazione delle unità strutturali non è sempre univoca nel caso dei sistemi in muratura dei tessuti storici”. Le configurazioni più frequenti sono le seguenti :

- unità strutturale con pareti affiancate indipendenti e non ammortate con quelle degli altri edifici adiacenti. Nell'evoluzione dell'aggregato di solito l'unità strutturale così configurata può essere considerata tra quelle originarie (O), è compita strutturalmente dalla fondazioni alla copertura e contiene ”al suo interno il flusso delle tensioni dovute ai

carichi verticali”. In questo caso l’interazione strutturale avviene prevalentemente per azioni nel piano mentre, nella maggior parte dei casi, è di solito indipendente il comportamento per azioni fuori del piano.

- unità strutturale addossata alla US originaria con struttura verticale indipendente e pareti ammorsate a US adiacenti. In questo caso inoltre è possibile che gli orizzontamenti gravino su una parete in comune con le US adiacenti. Il comportamento per azioni verticali e fuori del piano non è indipendente e quindi non è possibile, per questo tipo di azioni, una analisi strutturale indipendente. Per azioni nel piano l’interazione è sempre possibile.
- unità strutturale generata dall’intasamento (I) di corti con pareti non ammorsate e in alcuni casi con orizzontamenti poggiati sulle pareti delle unità strutturali adiacenti. In questo caso la vulnerabilità dell’edificio è elevata sia per azioni nel piano e sia fuori del piano e si sconsiglia di effettuare la suddivisione di un aggregato in corrispondenza di tali zone. Di fatto esiste l’edificio-unità strutturale ma si dovrebbero realizzare pareti in corrispondenza dei due corpi di fabbrica in modo da renderli indipendenti ovvero, se possibile, collegarli tra di loro.

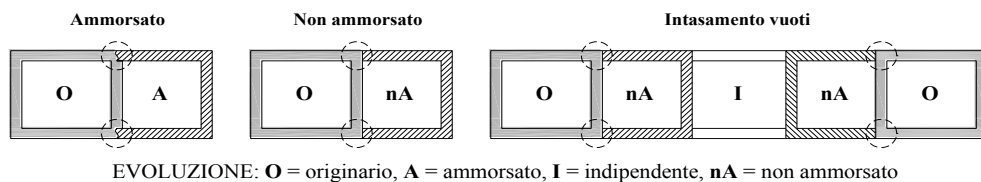


Figura 1. Schema evolutivo dell’aggregato

Per la distinzione in edifici non si deve in ogni modo tener conto della distribuzione delle unità immobiliari, ovvero della ripartizione catastale, ma solo ed esclusivamente dei criteri sopradescritti; quindi un’unità immobiliare può essere anche suddivisa in più edifici.

Per gli aggregati “particolarmente complessi è prevista la individuazione delle UMI (Unità Minime di Intervento) ”coincidenti con le Porzioni di Aggregato, la definizione di “porzione” è introdotta dall’OPCM 3832/2009

[4] e costituisce la cosiddetta UMI. La porzione di aggregato pertanto può essere costituita da una o più unità strutturali che sarà oggetto di intervento unitario, nel rispetto di una corretta modellazione degli aspetti di interazione strutturale tra la parte stralciata e quella posta in adiacenza esterna alla UMI. La scelta ottimale delle UMI-Portione di Intervento sarà tale da minimizzare le reciproche interazioni sotto l'aspetto dell'azione sismica”.

La divisione dell'aggregato in porzioni consente inoltre di dividere un aggregato di dimensioni elevate in parti più o meno omogenee per caratteristiche strutturali ed architettoniche. Pertanto l'individuazione delle UMI deve necessariamente prevedere la corretta individuazione della US che possono comporre la UMI-Portione . E' opportuno che la divisione per porzioni di aggregato sia prevista in corrispondenza di edifici indipendenti e la linea di divisione ottimale tra le porzioni va individuata in corrispondenza di edifici che non hanno pareti ammassate tra di loro e/o orizzontamenti tessuti tra le stesse unità strutturali. In questo modo è garantito il flusso verticale delle tensioni verticali dalla copertura alle fondazioni e un comportamento, di solito, indipendente per azioni nel piano.

Si riportano alcuni criteri utili per la individuazione delle porzioni di intervento :

- omogeneità sostanziale di tipologia strutturale e dei materiali: le strutture verticali e gli orizzontamenti devono essere realizzati da elementi costitutivi con caratteristiche simili e l'organizzazione del sistema strutturale deve essere concepita in modo unitario. Ad esempio una prima individuazione può avvenire sulla base della tipologia costruttiva (muratura, cemento armato, mista, ecc.) ed una successiva individuazione deve tenere conto del comportamento strutturale unitario;
- epoca di costruzione: analisi delle fasi di accrescimento al fine di individuare soluzioni di continuità che identificano porzioni di aggregato che possono essere caratterizzate da un comportamento differenziato;

- epoca di eventuale intervento strutturale pregresso: necessario per individuare modifiche all'organismo strutturale originario (rifacimento degli orizzontamenti, realizzazione di aperture, ecc.);
- continuità delle strutture portanti: valutazione dell'ammorsamento tra le pareti verticali, dell'organizzazione del sistema resistente ed individuazione di possibili giunti;
- sostanziale omogeneità delle quote degli orizzontamenti;
- compattezza delle sagome in pianta: dipende dalla regolarità e dalla dimensione; l'accostamento degli edifici può determinare aggregati molto sviluppati in una direzione e nella individuazione si dovrà cercare di ricondurre l'area di intervento ad una porzione di aggregato con le due direzioni principali più o meno simili;
- compattezza delle sagome in elevazione: in generale, dovrà comprendere porzioni di PEU aventi lo stesso numero di piani; possono comunque essere individuati SottoProgetti con porzioni di fabbricato aventi differente numero di piani quando appartengono allo stesso edificio concepito originariamente come un'unica costruzione; ne sono esempio le costruzioni agricole con zone composte da una parte bassa destinata alla produzione e la testata adibita a residenza.
- sviluppo sull'intera altezza: dovrebbero comprendere porzioni di aggregato dalle fondazioni alla copertura tenendo conto delle condizioni sopra riportate. Nel caso in cui le precedenti condizioni non siano verificate (per esempio un edificio con i primi livelli in muratura e le successive sopraelevazioni in mattoni forati o in c.a.) sarà necessario tenere conto di tale anomalia in fase progettuale.

1.3. CONOSCENZA DEL MANUFATTO

1.3.1. Generalità

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Le problematiche sono quelle comuni a tutti gli edifici esistenti, anche se nel

caso del patrimonio culturale tutelato, data la sua rilevanza, è ancora più critica l'impossibilità di conoscere i dati caratterizzanti originariamente la fabbrica, le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi; inoltre, l'esecuzione di una completa campagna di indagini può risultare troppo invasiva sulla fabbrica stessa.

Si ha pertanto la necessità di affinare tecniche di analisi ed interpretazione dei manufatti storici mediante fasi conoscitive dal diverso grado di attendibilità, anche in relazione al loro impatto. La conoscenza può infatti essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte l'edificio, a seconda della tipologia dell'intervento previsto. Lo studio delle caratteristiche della fabbrica è teso alla definizione di un modello interpretativo che consenta, nelle diverse fasi della sua calibrazione, sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa. Il grado di attendibilità del modello sarà strettamente legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili. Da questo punto di vista vengono introdotti diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale saranno legati fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi finalizzata sia alla valutazione dello stato attuale sia a seguito degli eventuali interventi.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- **l'identificazione dell'aggregato**, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;
- **il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale**, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica;

- **l'ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato**, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- **il rilievo costruttivo-strutturale**, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alle connessioni tra gli elementi;
- **l'identificazione dei materiali**, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- **la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione**, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti;
- **il rilievo del danno**, inteso come completa descrizione degli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi.

In considerazione delle specifiche modalità di analisi strutturale dei meccanismi di collasso dei manufatti storici in muratura, le indagini conoscitive dovranno concentrarsi prevalentemente sull'individuazione della storia del manufatto, sulla geometria degli elementi strutturali, sulle tecniche costruttive e sui fenomeni di dissesto e di degrado.

D'altra parte, le difficoltà connesse con la conoscenza, anche in relazione alle risorse disponibili e all'invasività delle indagini da eseguire, rendono spesso necessario un confronto con modelli interpretativi a posteriori, basati sull'osservazione ed accertamento del funzionamento manifestato dalla costruzione.

1.3.2. *Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano*

Il primo passo nel percorso di conoscenza dell'aggregato consiste nella corretta e univoca identificazione dell'organismo e nella sua localizzazione nel territorio o nell'ambito del centro urbano di cui fa parte. L'identificazione avviene attraverso quattro parametri fondamentali: numero di aggregato assegnato dal Comune, denominazione del bene, toponomastica (incluse le coordinate geografiche), dati catastali. Devono essere specificati inoltre i

referimenti di tutti i proprietari e le attuali destinazioni d'uso. A ciò si deve aggiungere almeno uno stralcio planimetrico (catastale o altro) della zona in oggetto in cui si evinca una chiara perimetrazione dell'aggregato in questione. Eventuale ulteriore cartografia disponibile a corredo della documentazione sopra menzionata (ad esempio carte dei vincoli: artistici, ambientali) si rende necessaria al fine di evidenziare la presenza di edifici oggetto di vincolo. Inoltre la cartografia tematica, costituita ad esempio da carta morfologica, geologica, idrogeologica, se disponibile costituirà una valida base per inquadrare la tipologia dei rischi a cui l'aggregato è potenzialmente esposto, tra cui quello sismico.

1.3.3. *Rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale*

Il primo passo propedeutico alla conoscenza dell'impianto strutturale di edifici esistenti in aggregato deriva dalla fase di rilievo geometrico. Proprio in virtù delle peculiarità costruttivo strutturali degli edifici in aggregato, quest'ultimo non deve limitarsi ai confini del "singolo" edificio, ma deve essere riferito all'aggregato nel suo complesso, o alle UA in cui esso è stato preliminarmente suddiviso. Il rilievo geometrico deve pertanto contenere tutti quegli elementi necessari a rappresentare l'articolazione, plano-altimetrica degli elementi costitutivi l'aggregato. Nel caso di aggregati edilizi, questa fase risulta particolarmente preziosa per mettere in luce l'articolazione spaziale-topografica di edifici in aderenza. Il rilievo geometrico dovrà privilegiare l'individuazione dell'esatta posizione delle pareti strutturali ad ogni piano, anche in riferimento al piano sottostante, e l'esatta determinazione dello spessore di queste ultime.

Poiché il rilievo geometrico costituirà la base di partenza dalla quale sviluppare il modello di calcolo, tutte le informazioni necessarie a tale scopo dovranno essere adeguatamente rilevate e rappresentate. Tra queste l'altezza delle aperture (porte, nicchie finestre), quota di imposta degli orizzontamenti e dei sistemi voltati, e tutti i dati utili per una definizione quanto più corretta delle masse degli elementi e dei carichi gravanti. La rappresentazione dei risultati del rilievo verrà effettuata attraverso piante, alzati e sezioni e possibilmente anche mediante rappresentazioni tridimensionali (anche in

forma schematica) estremamente utili ai fini di una corretta comprensione dell'articolazione degli spazi e delle varie unità strutturali, nonché propedeutiche alla successiva interpretazione critica del rilievo geometrico. A corredo e completezza degli elaborati di rilievo geometrico sarà allegata una adeguata documentazione fotografica.

La lettura critica del rilievo geometrico, unita allo studio dei risultati dell'analisi dell'evoluzione diacronica dell'aggregato, è finalizzata a mettere in luce alcuni aspetti condizionanti la vulnerabilità sismica dell'aggregato o della Unità di Analisi in oggetto. La lettura attenta degli elaborati di rilievo fornisce già di per sé preziose indicazioni, ed è volta ad individuare le connessioni spaziali fondamentali tra i vari elementi costitutivi l'aggregato (unità edilizio-strutturali), con particolare attenzione ai meccanismi di giustapposizione, sovrapposizione e rifusione edilizia. In particolare, gli aspetti su cui verterà questa fase si configurano come:

- il meccanismo di trasformazione tipologico: identificazione delle unità edilizie originarie, loro ampliamento, trasformazione o rifusione;
- la formazione di spazi di risulta interni all'aggregato, come la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) nonché il posizionamento di eventuali corpi scala esterni;
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie e i rapporti di regolarità e modularità ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a processi di saturazione degli spazi aperti);
- l'allineamento delle pareti, l'ortogonalità rispetto ai percorsi viari, le rotazioni e le intersezioni degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti in verticale, l'affiancamento di pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai

carichi verticali e sismici, sia per affinare l'interpretazione dei meccanismi di aggregazione);

- la forma e la posizione delle bucatore nei muri di prospetto: allineamento in orizzontale e in verticale, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo).

1.3.4. *Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato*

L'analisi sulle trasformazioni dell'aggregato nel corso del tempo rappresenta un passo indispensabile per inquadrare eventuali precarietà strutturali o viceversa elementi o soluzioni strutturali, avvenute in epoche diverse, efficaci dal punto di vista della risposta sismica.

Tale fase è volta a ricostruire o ad ipotizzare la successione cronologica delle fasi costruttive delle diverse porzioni, al fine di individuare gli elementi originari e gli elementi realizzati a seguito del progressivo intasamento degli spazi urbani e, di conseguenza, le zone di possibile discontinuità strutturale e disomogeneità del materiale, sia in pianta che in alzato. Le analisi della evoluzione morfologica dell'aggregato sono svolte partendo da evidenze direttamente osservabili sul campo, basate essenzialmente sulla ispezione visiva dell'aggregato, avvalorate da un esame della cartografia catastale e storica appartenente ad epoche diverse in grado di documentare lo sviluppo processuale dell'edilizia di base (aggregazioni sulle mura urbane, aggregazioni su pendii naturali o ricavati da sbancamenti o riempimenti, ecc.).

Tali ipotesi o ricostruzioni possono essere formulate oltre che sulla base di evidenze direttamente osservabili sul campo, anche e soprattutto attraverso un lavoro di disamina di carte catastali e storiche appartenenti ad epoche diverse, in grado di documentarne il processo di trasformazione. Questo tipo di ricerca ha finalità non solo di tipo storico e documentario, ma anche e soprattutto strutturali.

1.3.5. *Rilievo costruttivo-strutturale*

Partendo dal rilievo geometrico si procederà alla identificazione dello schema strutturale resistente, descrivendo puntualmente ogni elemento della struttura esaminata. Al rilievo costruttivo-strutturale devono essere dedicati elaborati grafici (e descrittivi) specifici, che prendano in esame in modo sistematico elementi costruttivi come murature, orizzontamenti e coperture, connessioni ed eventuali presidi di rinforzo. Questo obiettivo può essere perseguito mettendo a punto abachi di riferimento per i diversi elementi strutturali nei quali siano dettagliatamente raffigurati e sintetizzate le caratteristiche delle varie componenti strutturali rilevate sul campo, ed associando a ciascuna di esse una adeguata simbologia, che sarà riportata nelle planimetrie. Particolare attenzione dovrà essere prestata ai seguenti elementi costruttivi:

Qualità del sistema resistente; la parete muraria è l'elemento strutturale al quale viene richiesto di assorbire l'azione sismica; per tale motivazione, è necessario riconoscere e classificare la giusta tipologia e la relativa qualità. La qualità del sistema resistente dipende dal tipo di materiale utilizzato, dal tipo di apparecchiatura muraria e dal tipo di connessioni presenti all'interno dello spessore murario. Pertanto la muratura deve essere messa a nudo mediante scrostature di intonaco (se presente) sia all'esterno che all'interno, per un'estensione tale da poterne giudicare la tipologia sia in senso orizzontale che in verticale, necessaria per appurare l'eventuale presenza di ricorsi in calcestruzzo o in mattoni. Nel caso in cui sia presente una muratura in pietrame listato il saggio dovrà estendersi almeno a due ricorsi tra loro consecutivi. E' richiesto almeno un saggio per ogni tipologia muraria presente e per ogni piano dell'edificio (anche nel sottotetto).

Altra operazione da effettuare è quella di controllare la presenza di eventuali diatoni di collegamento tra due fogli di muratura di uno stesso pannello murario; ciò verrà eseguito riscontrando la presenza di elementi lapidei continui da una faccia all'altra del paramento murario. In caso di diatoni composti da ricorsi in mattoni o fascioni in calcestruzzo è di fondamentale importanza capire, tramite indagini nello spessore murario, se tali elementi attraversano tutta la sezione muraria o meno. Nel caso in cui non siano a tutto

spessore la muratura non potrà considerarsi listata. Per quanto riguarda la qualità degli elementi costituenti la muratura è importante stabilire, anche semplicemente al tatto, le caratteristiche meccaniche e di conservazione della malta in quanto la maggior parte delle volte è l'elemento discriminante tra una muratura discreta ed una cattiva. Ovviamente una malta cementizia, seppur di ottima resistenza, non è sufficiente in presenza di murature in laterizio eccessivamente forato. Per quanto riguarda le modalità di classificazione e per una vasta raccolta di tipologie murarie si rimanda agli abachi delle apparecchiature murarie, nelle piante si assocerà a ciascuna parete portante la tessitura corrispondente tra quelle incluse nell'abaco.

Tipologia ed efficienza strutturale delle murature sottofinestra e soprafinestra; le fasce di piano sono responsabili della trasmissione dell'azione sismica nel piano tra i maschi murati, è importante ai fini di una corretta interpretazione del comportamento strutturale dell'edificio, individuare la tipologia di muratura caratterizzante l'elemento. La tipologia di indagine è simile a quella vista per l'identificazione della tipologia muraria.

Elementi di discontinuità della maglia muraria determinati da cavedi, canne fumarie; questi elementi rappresentano zone di maggiore vulnerabilità per i maschi murari, di solito a seguito dell'evento sismico sono ben identificabili all'interno del maschio murario, qualora la loro identificazione non fosse così ovvia bisogna effettuare una serie di saggi in corrispondenza di quelle zone nelle quali si presuppone in passato fosse presente un camino. Le indagini consistono essenzialmente nella rimozione dell'intonaco per una superficie tale da identificare una diversa tipologia di muratura, (spesso in laterizio), e nella foratura mediante trapano per la verifica della presenza del "vuoto" al di là della parete identificata.

Qualità dei collegamenti tra pareti verticali; vanno verificati tutti i collegamenti esistenti tra le murature, collegamenti che sono tesi a garantire l'effetto scatolare. Pertanto particolare attenzione va riposta nell'analisi dei cantonali e dei martelli murari dell'edificio e nel loro effettivo grado di collegamento. Nelle indagini sui cantonali vanno messi a nudo tramite scrostature d'intonaco (se presente) gli spigoli significativi dell'edificio, sia

esternamente che internamente; tale operazione si rende necessaria in quanto la maggior parte delle murature presenta una tipologia a doppio paramento, costituita perciò da due muri paralleli affiancati. Pertanto nasce la necessità di valutare se gli elementi in pietra o in laterizio disposti alternati lungo lo spigolo della parete siano tali da interessare tutto lo spessore murario o solamente il paramento esterno. Laddove sia presente un intonaco, l'estensione della scrostatura dovrà essere tale da mettere a nudo gli elementi lapidei posti come cantonale nella loro interezza (per una prosecuzione di almeno 30 cm) e in tutte e due le direzioni dell'angolata, per un'altezza pari ad almeno 80 centimetri -1 metro. Nel caso in cui sia presente una muratura in pietrame listato il saggio dovrà estendersi almeno a due ricorsi tra loro consecutivi. Oltre alla fattura dei cantonali si dovrà porre attenzione anche alla qualità dei materiali costituenti (tipo di laterizio, ovvero di pietra e malta impiegata). Anche nell'analisi dei martelli murari si dovrà analizzare con le stesse modalità descritte per i cantonali il tipo di collegamento tra le pareti e si dovrà verificare il grado di ingranamento tra gli elementi di confine posti a contatto tra le due pareti. Anche in questo caso bisogna porre molta attenzione alla qualità dei materiali costituenti.

In caso di presenza di catene, vanno verificate le disposizioni delle stesse e quindi il loro corretto posizionamento; infatti è fondamentale che le catene trovino adeguato contrasto con muri ortogonali e con i relativi solai. Inoltre bisogna accertarsi che tali presidi siano in tensione e che non si ritrovino delle ampie frecce lungo il loro sviluppo. E' importante anche la dimensione e la posizione del capochiave: affinché questo sia efficace dovrà trovarsi inclinato in modo tale da intercettare sia la parete di contrasto e l'orizzontamento e che con la sua estensione copra un adeguato numero di elementi lapidei. Nel caso in cui queste situazioni non si riscontrino si ribadisce che tali collegamenti non potranno considerarsi efficaci.

In presenza di travi di legno o metalliche che hanno funzione di catena, e che quindi presentano alle loro estremità un paletto capochiave metallico che esce all'esterno della parete muraria, rimangono valide le considerazioni fatte in precedenza sul capo chiave delle catene; inoltre bisogna accertarsi della tipologia e dell'efficacia del collegamento tra la trave e il paletto capochiave.

In caso di presenza di elementi di collegamento tipo reti elettrosaldate risvoltate o profilati in acciaio o di altro tipo di collegamento puntuale, è necessario accertarsi della effettiva estensione dello stesso e della sua presenza in tutte le murature d'ambito. Nel caso in cui il collegamento tra orizzontamenti e murature sia assente, va comunque verificata con saggi la lunghezza di appoggio delle travi o dei travetti sulle murature.

Altro aspetto da indagare, soprattutto a livello di copertura, è quello delle spinte; se sono presenti strutture spingenti (tipo tetti a padiglione, archi, strutture voltate, ecc.), è necessario accertarsi se esistono e se sono efficaci presidi atti ad eliminare tali spinte giudicati con gli stessi criteri sopra descritti per i collegamenti.

Tipologia degli orizzontamenti e delle volte; nell'ottica del buon comportamento scatolare, gli orizzontamenti ed i loro collegamenti svolgono un'importante funzione. Quindi sono elementi che necessitano di profonda attenzione e di indagini piuttosto approfondite. Inoltre tali elementi sono quelli atti al trasferimento delle azioni sismiche alle pareti d'ambito. Nelle indagini sul tipo di solaio o volta (qualora gli elementi strutturali non siano in vista) bisogna individuare tramite saggi sia all'intradosso che all'estradosso il tipo di elementi costituenti portanti (travetti in c.a., in acciaio, legno, mattoni, ecc.), gli elementi di alleggerimento come pignatte, tavelloni, mezzane in laterizio, ecc. e la presenza di eventuali solette armate ed il loro relativo spessore, nonché la loro qualità, nel caso specifico delle volte occorre individuare la disposizione dei mattoni costituenti la struttura (di taglio, o a foglio). Tali operazioni sono necessarie per stimare la rigidità e il peso dell'orizzontamento, nonché la sua eventuale fragilità. Il numero di saggi deve necessariamente essere pari almeno ad uno per ogni piano ed uno per ogni tipologia costruttiva presente.

Tipologia dei sistemi di copertura; come per gli orizzontamenti, le coperture svolgono un'importante azione per il comportamento scatolare d'insieme dell'edificio in muratura; inoltre, se la copertura presenta caratteristiche spingenti, questa può favorire il collasso fuori del piano delle pareti sottostanti, come ad esempio i puntoni delle tipologie a padiglione. E' richiesto almeno un saggio per ogni tipologia di copertura presente. Le

indagini devono anche mirare a valutare le eventuali azioni spingenti e i presidi atti ad assorbirne la spinta (se esistono), al collegamento copertura – parete, alla stima del peso in termini di massa sismica e ad eventuali differenze di rigidità tra solaio di copertura e murature. Nelle indagini sugli elementi spingenti bisogna effettuare saggi per controllarne la tipologia e la qualità dei materiali costituenti, nonché la loro conservazione (ad esempio travi in legno) e il collegamento con il resto delle strutture costituenti la copertura (ad esempio le capriate lignee). Per ciò che riguarda il peso della copertura, si dovranno effettuare saggi rivolti a capire l'esatta composizione del solaio per poi poter effettuare una precisa analisi dei carichi; sarà in questo caso necessario capire se è presente o meno una soletta di calcestruzzo (armata o non armata) che oltre ad incidere sulla pesantezza determina anche aumenti di rigidità della struttura del tetto. Molto importante per questo tipo di analisi è la messa in relazione delle rigidità relative tra le murature d'ambito e la copertura; è molto facile imbattersi in rifacimenti di coperture su edifici datati che hanno comportato lo smantellamento di vecchi tetti in legno sostituiti con coperture in laterocemento rigide e, per loro stessa natura, pesanti. In caso di sisma questo comporta l'insorgere di elevate forze di inerzia che possono contribuire significativamente al superamento della resistenza della muratura sottostante di cattiva qualità. I saggi perciò dovranno estendersi anche alla muratura presente a livello di sottotetto. Infine nel rilievo dovranno essere individuate anche eventuali aperture poste immediatamente sotto le zone di appoggio perimetrali del solaio di copertura.

Qualità e tipologia dei sistemi di collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture): nelle indagini sui collegamenti tra le pareti e i solai (compreso quello di copertura) vanno ricercati ed indagati (se esistono) i presidi atti a garantire il collegamento tra le strutture verticali ed orizzontali. Quindi vanno messe a nudo le zone di contatto e in prossimità di queste tra le pareti, i solai, le volte e, nel caso di pareti rivolte verso l'esterno, bisogna effettuare scrostature di intonaco a livello dell'orizzontamento. In caso di presenza di cordolo in cemento armato bisogna verificare l'effettiva armatura presente (disposizione e diametro dei ferri longitudinali e delle staffe, nonché il loro passo) tramite rimozione del copriferro, nonché della qualità del

calcestruzzo. In questa operazione è fondamentale sia capire l'estensione del cordolo nello spessore del muro, cioè se è esteso a tutto lo spessore murario o se insiste soltanto su di un paramento e sia se tale cordolo è presente in tutti i lati del solaio; infatti è facile imbattersi in cordoli (che cordoli non sono) che si trovano soltanto sui lati di appoggio delle teste di travetti del solaio e che non continuano nei lati paralleli a questi. Si ricorda che per definizione il cordolo è tale se è presente su tutti i lati del solaio. Quindi i saggi dovranno estendersi anche sui lati di rigiro delle murature e per una lunghezza pari ad almeno 2 volte lo spessore del muro ortogonale, per accertarsi che il cordolo sia continuo su tutte le murature d'ambito. Inoltre va quantificato l'effettivo prolungamento del travetto all'interno del cordolo.

Elementi non strutturali; la caduta di appendici e aggetti mal vincolati può causare danni sia a persone che a cose, bisogna valutare il grado di vincolo di tali elementi alle strutture principali, soprattutto in funzione della loro dimensione. Altra cosa da valutare, laddove ce ne sia bisogno, è anche il grado di fragilità dell'elemento (ad esempio controsoffitti a travetti e tavelloni in laterizio).

Tipologia ed efficienza strutturale degli architravi al di sopra delle aperture; è importate stabilire attraverso una serie di indagini la tipologia di architrave presente al disopra delle aperture, per poterne valutare il loro comportamento sotto l'azione del sisma. Le indagini posso essere di tipo visivo, laddove l'evento sismico abbia già portato alla luce la tipologia adottata, oppure si dovrà procedere alla rimozione dell'intonaco per poter indagare sulla tipologia e sul grado di connessione con la muratura.

Tipologia delle fondazioni; bisogna valutare sia il sito in cui è posto l'edificio, sia il sistema di trasmissione dei carichi al terreno. Per stabilire il tipo di terreno può essere sufficiente un'indagine visiva per valutare sia la sua pendenza che la tipologia nell'intorno della costruzione, mentre per quanto riguarda le fondazioni è necessaria un'indagine più approfondita. Sono richiesti limitati saggi in numero sufficiente per stabilire il tipo di fondazione e se queste siano o meno realizzate tutte ad una stessa quota. Si assumono come fondazioni anche semplici ringrossamenti delle murature a livello fondale o la presenza di cordoli in c.a..

1.3.6. *Caratterizzazione meccanica dei materiali*

La fase di indagine sulla caratterizzazione dei materiali rappresenta un passo fondamentale nel percorso conoscitivo dell'aggregato nonché per focalizzarne anche le tecniche di intervento più idonee. Data l'estrema variabilità delle componenti strutturali che connotano l'edilizia storica degli edifici in aggregato, un piano sistematico di indagini distruttive o debolmente distruttive può non essere attuabile, sia per il livello di invasività di tali tecniche che, non per ultimo, l'impegno economico che un tale piano comporterebbe. Al fine di limitare al massimo l'impatto delle indagini, oltre alla conoscenza delle vicende costruttive del manufatto in esame, è fondamentale avere un'approfondita consapevolezza delle caratteristiche strutturali dei manufatti nell'area e nei diversi periodi storici, in modo tale da poter fare ricorso a caratteristiche desumibili dalla regola dell'arte. Si ritiene pertanto opportuno raccomandare l'utilizzo di tecniche di diagnostica visive e non distruttive, mirate alla classificazione tipologica degli elementi strutturali e in particolare al riconoscimento delle apparecchiature murarie, e di utilizzare tecniche più sofisticate e distruttive nei casi in cui tale metodo non sia sufficientemente esaustivo, come quando si voglia approfondire in modo particolare la capacità portante di un elemento strutturale, per esigenze legate alla calibratura del modello analitico. Il piano delle indagini, visive o strumentali, è comunque parte integrante del processo conoscitivo, passo fondamentale per la definizione delle proprietà meccaniche da impiegarsi nelle successive fasi di verifica della sicurezza e progetto.

1.3.6.1. Diagnostica visiva

Il rilievo visivo, affiancato in taluni casi ad alcune indagini strumentali, può consentire di giungere ad una buona conoscenza e ad un giudizio sulla qualità degli elementi costruttivi, dei materiali e del loro degrado e, in generale, dei fattori che possono influenzare il comportamento strutturale. Le verifiche di tipo tradizionale sono basate essenzialmente sulla ispezione visiva diretta consentita da piccoli smontaggi localizzati (stonacature, pozzetti, rimozione di qualche pietra, ecc.) che consentono di esaminare le caratteristiche sia in

superficie che nello spessore murario, come il grado di ammorsamento tra muri ortogonali, la superficie di appoggio dei solai nelle pareti. Tali tecniche non invasive possono essere integrate, all'occorrenza, da ulteriori verifiche specialistiche più sofisticate (termografia, georadar, prove soniche, ecc.), che possono risultare particolarmente utili per valutare la omogeneità ad esempio dei paramenti murari. La scelta del numero, della tipologia e della localizzazione delle verifiche da effettuare è di grande importanza. Per una corretta conoscenza esse dovrebbero essere realizzate in modo diffuso e sistematico, così da avere una visione chiara delle proprietà meccaniche dei vari elementi strutturali presenti nell'Unità di Analisi, ma non prescindendo da attente valutazioni sul loro impatto, da considerazioni di tipo economico e da una stima della loro utilità in relazione alle analisi e al progetto dell'intervento. Requisito minimo ed imprescindibile per il conseguimento di un qualunque livello di conoscenza deve essere ritenuto l'identificazione della tipologia e della tessitura muraria. Questa fase prevede una prima analisi delle caratteristiche geometriche degli elementi costitutivi (dimensioni, finitura), una disamina delle caratteristiche materiche (fisico meccaniche) ed infine una valutazione della modalità di assemblaggio. Una corretta e completa valutazione della qualità muraria prevede l'analisi non solo dei paramenti (interno ed esterno), ma anche e soprattutto del livello di connessione trasversale nello spessore murario. Nel caso dei paramenti, allorquando intonacati, si potrà procedere ad una stonatura localizzata, limitata ad un tratto sufficientemente ampio (generalmente è sufficiente 1x1 m) da poter leggere il tipo di tessitura (forma, dimensione e assemblaggio degli elementi resistenti). Tale operazione va condotta anche in prossimità delle connessioni murarie, per verificare la presenza di ammorsature. A meno che non siano presenti porzioni murarie crollate o parzialmente disgregate, che rappresentano sempre una ottima occasione per osservare le modalità di assemblaggio interne dell'apparecchio murario, l'analisi della sezione trasversale può essere fatta eseguendo piccoli saggi localizzati, attraverso la rimozione di qualche pietra. L'esame della qualità muraria ha come finalità principale quella di formulare un giudizio complessivo sulla capacità meccanica portante dell'apparecchiatura in esame, sia nei confronti di carichi

gravitazionali, sia nei confronti del terremoto. La qualità muraria, infatti, influenza in modo determinante la tipologia di danneggiamento in caso di sisma. Murature di cattiva qualità, connotate da uno scarso ingranamento interno e bassa coesione, cedono sotto l'effetto sismico, normalmente per disgregazione interna, prima ancora di poter sviluppare un meccanismo di collasso, la cui attivazione, tipicamente, richiede livelli più alti dell'accelerazione sismica.

I requisiti essenziali in grado di definire una buona qualità muraria risultano, in sintesi, essere:

- forma, tipologia e dimensione degli elementi impiegati nella tessitura;
- disposizione regolare e pressoché orizzontale dei ricorsi (o, in alternativa, la presenza di listature a passo regolare);
- sfalsamento dei giunti ed elementi di rinzeppo (nel caso di elementi non regolari);
- presenza di elementi trasversali (diatoni o semidiatoni) di collegamento interno tra i paramenti murari;
- qualità e consistenza delle malte e loro stato di conservazione.

Considerata la notevole varietà di materiali e tecniche presenti nel nostro paese, derivante da tecniche costruttive fortemente connotate da un punto di vista geografico, l'analisi delle apparecchiature murarie dell'aggregato (o sua porzione) in esame non può essere effettuata semplicemente ricorrendo a "tipologie" murarie standard ("muratura a sacco", "muratura in pietra squadrata" e così via). Queste andranno calate nella realtà costruttiva in esame, mediante un rilievo di dettaglio, definendone il grado di aderenza alle regole dell'arte locale, cui sarà opportuno fare riferimento per esprimere un giudizio sintetico di qualità.

Alle apparecchiature murarie rilevate in situ è possibile associare dei valori di riferimento delle caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione, taglio, modulo di elasticità normale e tangenziale e peso specifico), secondo quanto predisposto dalla citata Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (§C8A.1.A.4) [3] in funzione del livello di conoscenza conseguito.

Nel caso specifico, la diagnostica visiva qui descritta è associata a livelli di conoscenza minimi (LC1), definiti da verifiche in situ limitate ai dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate alle proprietà dei materiali. Per tale livello vengono indicati dalla stessa Circolare [3] i criteri, a favore di sicurezza, di scelta e/o combinazione tra i valori di riferimento dei parametri meccanici riportati in Tabella C8A.2.1 [3] per le più comuni tipologie murarie. Tali parametri possono essere particolarizzati, in funzione delle peculiarità dei singoli apparecchi murari, attraverso i coefficienti correttivi riportati nella tabella C8A.2.2. [3]

1.3.6.2. Diagnostica strumentale

In alcuni casi la modellazione del comportamento strutturale, specie nei riguardi dell'azione sismica, richiede la conoscenza di parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali. Le tecniche diagnostiche non distruttive di tipo indiretto, quali prove soniche ed ultrasoniche, consentono di integrare le analisi visive descritte al punto precedente, relativamente ad alcuni aspetti come quello della valutazione dell'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione. Esse sono in grado ad esempio di rilevare la presenza di elementi di connessione trasversale (diatoni o semidiatoni) evitando la realizzazione di scassi locali. Si rivelano quindi particolarmente utili nei casi in cui l'integrità della parete debba essere salvaguardata (come ad esempio nel caso di pareti affrescate). Il limite di tali metodi è che essi non sono in grado di fornire stime quantitative sufficientemente attendibili dei valori di parametri meccanici, in quanto questi possono solo essere desunti per via indiretta dalla misura di altre grandezze (ad esempio la velocità di propagazione di onde di volume).

La misura diretta dei parametri meccanici della muratura, in particolare di quelli di resistenza, non può essere eseguita, , se non attraverso prove, seppur debolmente, distruttive, anche su porzioni limitate. Le calibrazioni di prove non distruttive con prove distruttive possono essere utilizzate per ridurre l'invasività delle indagini di qualificazione e valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione.

Per quanto riguarda le proprietà fisico-chimiche dei materiali costituenti gli elementi lapidei, i mattoni e le malte, queste possono essere acquisite mediante prove in laboratorio di campioni rappresentativi prelevati in sito. L'analisi delle malte acquista importanza allorquando la capacità portante del muro e la sua resistenza a taglio non siano affidate, per l'irregolarità dei suoi elementi, ad un legame di tipo attritivo, ma alla funzione legante delle stesse. Su queste ultime i tipi di prove che possono essere eseguite sono:

- a) prove in sito non distruttive (prove sclerometriche e penetrometriche);
- b) analisi chimiche di caratterizzazione (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione, ecc.), su campioni prelevati in situ in profondità (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario), in modo da non essere affette da fenomeni di degrado superficiale, per la caratterizzazione della malta.

Sugli elementi resistenti (pietre e mattoni) può essere significativo condurre prove per la determinazione di caratteristiche chimiche, fisiche e litologiche. Si possono inoltre eseguire prove meccaniche in laboratorio, quali quelle per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a trazione, flessione e compressione. Le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere desunte dalle proprietà degli elementi costituenti solo nel caso della muratura di mattoni o di elementi naturali squadriati ed a tessitura regolare; in questo caso è possibile fare riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo 4.5 delle NTC2008 [2] o in altri documenti di riconosciuto valore scientifico e tecnico.

Negli altri casi, è possibile far ricorso a metodologie di prova in sito che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura:

- per la determinazione dello stato tensionale e del modulo di elasticità normale e della resistenza a compressione:
 - a) martinetto piatto singolo, indagine debolmente invasiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di paramento murario, finalizzata alla stima dello stato di tensione locale;

- b) martinetto piatto doppio, tecnica debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innescò della fessurazione, da realizzare mediante l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni, preferibilmente eseguiti nei giunti di malta e quindi facilmente ripristinabili. La prova con martinetto piatto doppio consente anche una stima della resistenza a compressione, sebbene sia da tener conto, da un lato, che è bene non spingere il carico oltre la condizione di innescò della fessurazione, per limitare i danni, dall'altro che la stima di resistenza che si ottiene è condizionata dall'aver interessato nella prova una porzione limitata dello spessore della muratura (ciò ha particolare rilievo per le murature a più paramenti). L'uso dei martinetti piatti, pertanto, deve essere inteso non tanto con la finalità di ricavare una indicazione quantitativa delle proprietà meccaniche da adottarsi direttamente nel calcolo, ma piuttosto per un migliore inquadramento della tipologia muraria.
- c) prova a compressione su un pannello murario, molto invasiva, coinvolge una porzione rilevante di muratura, dell'ordine del metro, e richiede l'esecuzione di tagli di notevoli dimensioni per l'alloggiamento dei martinetti e spesso di onerose strutture di contrasto. Tale prova andrà pertanto limitata ai soli casi in cui altri tipi di valutazioni e metodologie di indagine non forniscano valutazioni sufficientemente attendibili.
- per la determinazione della resistenza e del modulo a taglio sono generalmente utilizzabili prove su pannelli secondo due modalità:
 - a) prova di compressione diagonale, su un pannello quadrato;
 - b) prova di compressione e taglio, su un pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza.

Entrambe queste prove, a causa della notevole invasività, sono in generale da non consigliare, così come quella per la determinazione della resistenza a compressione su pannelli. In particolare, nel caso di edilizia minore,

l'esecuzione di tali prove è in molti casi impraticabile, quanto meno in maniera sistematica, per l'impatto che esse possono avere sulla costruzione. Le prove che hanno carattere di notevole invasività e distruttività, laddove possibile eseguirle, possono fornire indicazioni anche per altri aggregati con apparecchi murari di caratteristiche simili.

La caratterizzazione dei sistemi costruttivi, specie quelli murari, dovrà riguardare tutte le tipologie rilevate nell'aggregato (o sua porzione) oggetto di analisi. Con metodologie e tecniche analoghe l'analisi potrà riguardare anche gli orizzontamenti (solai) inclusi i sistemi voltati. In tali casi la capacità portante degli stessi sarà affidata oltre che allo stato di consistenza ed alla qualità dei materiali, anche al dimensionamento degli elementi portanti, la cui verifica in relazione ai nuovi carichi di progetto verrà svolta in sede di analisi strutturale. Si tenga conto, infine, che il numero di prove che generalmente si può eseguire su materiale omogeneo, è molto limitato, e non consente una trattazione statistica dei risultati ai fini di una verifica della sicurezza basata su metodi probabilistici o semi-probabilistici.

Il piano delle indagini deve essere pertanto il frutto di una programmazione attenta e l'interpretazione dei risultati ottenuti inquadrata nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che tenga conto degli esiti delle prove sperimentali disponibili in letteratura e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. I risultati delle prove conseguiti e le relative proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità, possono essere messi in relazione ai valori di classificazione delle tipologie più ricorrenti proposti nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 [3] (eventualmente modificati secondo i coefficienti correttivi riportati in Tabella C8A.2.2). I valori da utilizzare nel calcolo di resistenza e di deformabilità saranno poi ulteriormente modificati tramite l'utilizzo di Fattori di Confidenza corrispondenti, sulla base del Livello di Conoscenza raggiunto nelle varie fasi di analisi, secondo i criteri descritti nel § C8A.1.A.4 della Circolare stessa. Nel caso di beni di interesse storico-artistico, le "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" (§ 4.2) [5] forniscono una definizione più dettagliata del Fattore di Confidenza, in funzione dei diversi livelli di

approfondimento delle indagini svolte, in relazione alle diverse fasi conoscitive. Quale criterio alternativo o integrativo, e solo nei casi in cui si riscontri una inequivocabile corrispondenza con le caratteristiche tipologico costruttive di altri edifici della zona, si potrà fare riferimento ai risultati ottenuti da prove eseguite su questi ultimi.

1.3.7. *Terreno e fondazioni*

La conoscenza del sottosuolo e delle esistenti strutture di fondazione è di grande importanza per la previsione del comportamento sismico. Nel caso di un bene culturale tutelato tale conoscenza non deve limitarsi allo stato attuale ma è opportuno, per quanto possibile, individuare le modifiche intervenute nel tempo per cause naturali o antropiche, come ad esempio scavi, costruzioni adiacenti, variazioni nel regime delle falde, dissesti idrogeologici. Per una corretta conoscenza del terreno e delle fondazioni, le prove sotto elencate dovrebbero essere adottate in modo diffuso, ma per il loro eventuale impatto e per motivazioni economiche, esse andranno impiegate solo se ben motivate, ovvero se giustificate non solo dall'uso dei relativi risultati nella modellazione della fondazione e del terreno, ma anche dal fatto di essere discriminanti nei confronti della valutazione o della scelta dell'intervento. La caratterizzazione geotecnica accurata del sottosuolo ha i seguenti obiettivi:

- Definizione del modello geotecnico del sottosuolo sulla base di indagini eseguite in corrispondenza di un numero di verticali sufficienti per elaborare profili e sezioni stratigrafiche di riferimento per le analisi. Per conseguire tale obiettivo si ricorre a sondaggi con carotaggio continuo e prelievo di campioni indisturbati rappresentativi dei terreni attraversati. Grande utilità per la caratterizzazione stratigrafica presentano le prove penetrometriche, che possono essere eseguite ad integrazione dei sondaggi e consentono di ridurre il numero.
- Definizione del regime delle acque sotterranee e delle loro variazioni stagionali, inclusa l'eventuale incidenza di interventi antropici (emungimenti, drenaggi) già in atto o di futura attuazione. Questo

obiettivo viene conseguito attraverso l'installazione e il monitoraggio di piezometri opportunamente ubicati. Per opere che interessino estese porzioni di territorio, lo studio delle acque sotterranee dovrà essere supportato da studi idrogeologici.

- Caratterizzazione meccanica dei vari depositi costituenti il sottosuolo, onde definire i parametri necessari per le analisi finalizzate alla quantificazione del rischio sismico cui sono esposte le opere in studio e il territorio circostante. Le analisi hanno per oggetto:
 - l'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura, per verificare la possibilità di danni strutturali o di collasso della fondazione a seguito di un evento sismico. Per tali verifiche risulta indispensabile la conoscenza: (i) della resistenza a taglio in condizioni drenate e non drenate, in presenza di sollecitazioni cicliche: (ii) del modulo di deformazione a taglio e del coefficiente di smorzamento, nonché della loro dipendenza dallo stato iniziale del deposito e dal livello di deformazione tangenziale. Tale conoscenza può essere ottenuta con prove di laboratorio su campioni indisturbati, con prove geofisiche in foro o in superficie (ad esempio determinazioni della velocità delle onde di taglio con tecniche cross hole, down hole, rifrazione in onde SH e MASW), con un'ampia gamma di prove in sito fra le quali le già menzionate prove penetrometriche;
 - la suscettibilità del sottosuolo a fenomeni di liquefazione e di mobilità ciclica in occasione di un evento sismico. La verifica a liquefazione o mobilità ciclica, ove ritenuto necessario in relazione alle caratteristiche del terreno, viene condotta in genere riferendosi all'accelerazione orizzontale di picco alla superficie del terreno con piano campagna orizzontale e assenza di costruzioni, e ricorrendo a metodi semplificati basati sui risultati delle prove SPT o CPT o sulla misura della velocità delle onde di taglio. Nel caso in cui le verifiche mettano in luce rischio di liquefazione o di eccessivi

spostamenti dovuti alla mobilità ciclica, si potranno prendere in considerazione specifici interventi di miglioramento e di rinforzo dei terreni;

- la verifica della stabilità di pendii naturali, fronti di scavo e opere di sostegno nei riguardi del collasso o di eccessivi spostamenti, che potrebbero pregiudicare la stabilità dell'opera in esame o comprometterne la fruizione. I parametri geotecnici necessari per le verifiche sono gli stessi già menzionati per i problemi di interazione dinamica terreno-struttura; nel caso di pendii naturali già interessati in passato da scorrimenti franosi, la caratterizzazione meccanica dei terreni dovrà comprendere la determinazione della resistenza residua. Nel caso in cui le verifiche non soddisfino i requisiti prestazionali e di sicurezza dell'opera, potranno essere attuate misure di consolidamento dei terreni e/o di adeguamento delle opere di sostegno, scegliendo opportunamente fra le innumerevoli tecniche di rinforzo, consolidamento e drenaggio messe a disposizione dall'ingegneria geotecnica.

Oltre alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, è necessario attuare indagini che consentano di definire la geometria e le caratteristiche delle fondazioni esistenti, e di accertarne l'eventuale stato di degrado e dissesto. Il primo passo in questa direzione è rappresentato dalla raccolta di tutte le notizie disponibili sulle fondazioni originali e sulle eventuali modifiche ad esse apportate in passato. Particolare attenzione andrà posta alla presenza o meno di un substrato archeologico, per il ruolo fondamentale che tale substrato può avere nell'alterare la risposta sismica della struttura e nel limitare le possibili tipologie di intervento su fondazioni e terreni.

In possesso di tali informazioni si programmerà e attuerà un programma di indagini conoscitive basate su:

- Pozzi o trincee di saggio, scavati lungo il perimetro della costruzione a partire dai piani scantinati o dall'esterno, e spinti fino a raggiungere il piano d'imposta delle fondazioni. Ci si accerterà preliminarmente

che tali scavi non incidano negativamente sul comportamento statico dell'opera.

- Perforazioni a carotaggio continuo, variamente orientate, attraverso le murature di fondazione e fino a raggiungere il contatto fra le murature stesse e il terreno. Le tecniche e gli utensili di perforazione dovranno minimizzare il disturbo alle murature e ottimizzare la qualità delle carote ai fini delle prove di laboratorio a cui queste saranno sottoposte. I carotaggi nelle opere di fondazione sono strumenti diagnostici invasivi, e quindi il loro numero deve essere limitato a quelli strettamente indispensabili. I fori di carotaggio potranno essere utilizzati per successive ispezioni con sonda televisiva, per prove geofisiche e, se richiesto, per prove di assorbimento.
- Metodi geofisici, che rappresentano spesso uno strumento diagnostico efficace e non invasivo. Di particolare efficacia per valutare le proprietà meccaniche delle murature e il loro stato di degrado sono il georadar e le tomografie sonica, termica, elettrica. Queste tecniche necessitano di esecutori altamente specializzati che dispongano di attrezzature, sistemi di acquisizione dei dati e software di elaborazione adeguati; essi devono essere chiaramente documentati.

I risultati delle indagini consentono la verifica della vulnerabilità della fondazione e possono porre in luce la necessità di un miglioramento sismico, che dovrà essere armonizzato con gli interventi previsti sulla struttura in elevazione.

1.3.8. *Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado*

Il rilievo del quadro fessurativo costituisce il fondamento essenziale per la corretta impostazione delle adeguate operazioni di salvaguardia e di risanamento statico. Un dettagliato rilievo dell'estensione e delle aperture delle lesioni presenti nel manufatto permette una prima valutazione delle condizioni statiche della struttura e il riconoscimento delle possibili cause di instabilità.

Il rilievo e il controllo delle lesioni devono essere eseguiti con appropriati strumenti al fine di verificare con esattezza se il dissesto è in progressione accelerata, ritardata o uniforme, oppure se è in fase di fermo, in una condizione di equilibrio. Il rilievo delle lesioni è un'operazione delicata e non sempre di facile esecuzione, poiché non esiste una relazione biunivoca fra cause ed effetto; pertanto lo stesso quadro fessurativo può essere associato a cause diverse.

L'aspetto di una lesione è definito oltre che dallo stato tensionale presente nella muratura, anche dal tipo e dalle caratteristiche di confezione. Riguardo agli aspetti dei quadri fessurativi, bisogna fare due distinzioni: quelli che sono strettamente connessi alla costruzione, cioè che dipendono dalla sua concezione strutturale e dall'interazione suolo-struttura, e quelli dovuti a cause eccezionali come ad esempio un sisma.

Vi sono lesioni determinate da fenomeni di schiacciamento, rotazione, cedimento del terreno, ecc. Le lesioni derivate da fenomeni di schiacciamento hanno come causa principale l'eccesso di carico; la ragione di questo tipo di lesione è anche imputabile a fenomeni di disgregazione delle malte, a laterizi o materiali lapidei poco resistenti o alla cattiva confezione delle murature. I fenomeni di disgregazione delle malte per eccesso di carico, sono frequenti nei muri in pietra; concentrazioni di carico dovute all'irregolarità dei piani portano il muro a lesionarsi. Le lesioni si presentano per lo più verticali, ma anche sparse, numerose e serpeggianti, situate per lo più, sulle giunture dei conci di pietra.

Le lesioni di schiacciamento sono più evidenti ai piani inferiori dell'edificio; inoltre sono più fitte e accompagnate in genere da espulsione di frammenti negli angoli. La presenza di un dissesto preesistente, imputabile a cause di natura statica (come cedimenti fondali, fuori piombo, carenze locali delle murature, tensioni eccessive) costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quanto il quadro fessurativo associato al dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici. Anche il degrado, in quanto forma di deperimento ed alterazione fisico-meccanica dei materiali costituenti, rappresenta una potenziale causa di vulnerabilità che, in caso di

evento sismico, può condizionare la risposta sismica del fabbricato: il rilievo, in questo caso, può essere limitato alla individuazione delle sole forme di alterazione che possono avere un impatto significativo sul comportamento degli elementi strutturali (ad esempio: testata delle travi in fase di marcescenza).

Quando i segni di dissesto sono imputabili all'azione sismica, il rilievo del quadro fessurativo, associato alla lettura critica dell'aggregato sotto il profilo costruttivo e strutturale, consentiranno di formulare delle prime ipotesi qualitative sulle cause che hanno ingenerato il dissesto.

Il quadro fessurativo dovrà essere rilevato e rappresentato in modo tale da consentire la disamina del dissesto per le varie componenti strutturali (pareti, orizzontamenti, volte, copertura). Le lesioni saranno classificate secondo il loro andamento (lesioni verticali, diagonali, paraboliche e così via) nonché in relazione alla loro entità (estensione, ampiezza), andranno inoltre adeguatamente rappresentate eventuali tipologie di dissesto specifico associate a forme di distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori dal piano dei vari elementi

strutturali. In maniera simile le deformazioni andranno classificate secondo la loro natura (evidenti fuori piombo, abbassamenti, rigonfiamenti, spancamenti, depressioni nelle volte, ecc.) e graficizzate in modo adeguato. Questa prima lettura del danno fornisce un quadro sintetico del dissesto e di tutti gli elementi necessari per poter formulare un giudizio sulle cause che lo hanno generato attraverso prime valutazioni di carattere qualitativo. Al rilievo del danno (specialmente nel caso in cui sia conseguente ad un evento sismico), che rappresenta in una prima fase un mero accertamento del quadro fessurativo non ancora associato ad una precisa risposta strutturale, segue la sintesi interpretativa del comportamento esibito dal fabbricato e l'identificazione dei meccanismi di collasso attivati.

1.4. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI ALLA VERIFICA DI SICUREZZA

1.4.1. *Analisi della sismicità storica*

Ai documenti di riferimento normativo vigenti, comunque validi per qualunque edificio storico, è comunque utile affiancare, nel caso degli aggregati, anche l'esame dei cataloghi sismici attualmente disponibili. L'analisi dei cataloghi di sito permette, nei casi in cui si possa assumere una completezza statistica del dato, di confrontare le azioni assunte a riferimento per i diversi stati limite, desunte dalle mappe di pericolosità sismica, con la sismicità di sito. In alcuni casi può essere opportuno tenere presente la storia sismica di sito nel giudizio finale di valutazione della sicurezza sismica, considerando che l'intensità risentita contiene già al suo interno gli effetti locali. La storia del comportamento sismico dell'edificio, se ricostruibile per via documentale (fonti scritte o iconografiche) o tramite un rilievo analitico diretto del manufatto, può essere utilizzata come uno degli strumenti di controllo e verifica della risposta dell'edificio a particolari eventi significativi e traumatici e delle eventuali conseguenti trasformazioni. La conoscenza della risposta della costruzione ad un particolare evento può infatti consentire di identificare un modello qualitativo di comportamento, anche se devono essere tenute presenti le modifiche intercorse nella costruzione, in particolare proprio a seguito di quell'evento. Questa analisi potrà essere la guida per la definizione dei meccanismi di danno maggiormente critici e per la conseguente definizione di modelli di calcolo attendibili, oltre che, come detto, per una lettura critica dei risultati ottenuti tramite tali modelli.

1.4.2. *Azione sismica di riferimento*

La definizione dell'azione sismica nei confronti della quale occorre garantire la sicurezza si avvale delle indicazioni contenute nella normativa vigente: si devono quindi adottare le NTC08 [2] per la valutazione dell'azione sismica di riferimento.

Le NTC08 [2] forniscono le mappe di pericolosità sismica e, quindi, i dati che permettono di ottenere i parametri che determinano la forma dello spettro di risposta elastica, al variare del periodo di riferimento considerato in ragione dello stato limite esaminato (Allegato A delle NTC2008 [2]): la pericolosità sismica è infatti definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R (come definito nelle NTC08 [2]).

Appare utile inoltre precisare che nel caso delle verifiche di sicurezza sismica per i meccanismi locali (di 1° modo), effettuate secondo i criteri esposti nei paragrafi seguenti, lo spettro di progetto risulta modificato in funzione della quota (se diversa da quella del suolo) cui si trova la porzione interessata dal cinematiso (secondo le raccomandazioni contenute nella Circolare [3] al punto C8A.4.2.3). In particolare, tale modifica introdotta dalla norma, allo spettro di progetto da adottare, deriva dalla considerazione che a quote superiori da quella del suolo l'accelerazione assoluta è in generale amplificata in virtù dell'effetto filtro operato dalla struttura stessa.

Nel caso di beni tutelati, devono essere inoltre recepite le indicazioni contenute nel documento di "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" **Errore. L'origine riferimento non stata trovata.**: nel caso di manufatti architettonici di interesse storico artistico è consentito un livello di protezione sismica (e cioè una probabilità di eccedenza) differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso. Tali Linee Guida propongono il calcolo di un indice di sicurezza sismica che costituisce il riferimento per la valutazione della compatibilità dell'uso previsto e, di conseguenza, per le decisioni operative sui lavori di miglioramento sismico da eseguire e sui provvedimenti generali da adottare per garantire la sicurezza.

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico, le Linee Guida prevedono inoltre che la sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico sia garantita, oltre che attraverso la

definizione degli stati limite ultimo e di danno (motivati dalla volontà di salvaguardare l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità e di limitare i danni per terremoti meno intensi, ma più frequenti, in funzione di ragioni economiche e funzionali), anche attraverso la definizione di uno stato limite di danno ai beni artistici, legato a ragioni di tutela e protezione di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.) e in corrispondenza al quale queste subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

In genere i danni ai beni di valore artistico contenuti nel manufatto (apparati decorativi, ecc.) diventano significativi e non accettabili in presenza di danni agli elementi strutturali (fessurazioni e deformazioni delle pareti portanti) che non necessariamente sono associati al medesimo livello di gravità: in questi casi lo stato limite può essere assimilato a quello di danno. Esistono tuttavia situazioni nelle quali il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale (ad esempio, stucchi di notevole spessore e insufficientemente collegati alla struttura) o viceversa (apparati non completamente vincolati e quindi in grado di assecondare lesioni e deformazioni strutturali): in questi casi è necessario sviluppare criteri e strumenti di valutazione specifici.

1.4.3. *Criteri di modellazione ed analisi*

1.4.3.1. Generalità

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, per cui l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi.

In effetti, la risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura sono, infatti, generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai lignei, volte). Le pareti

possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano. La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi (connessione tra le pareti verticali; connessione dei solai alle pareti; rigidità dei solai). L'efficacia dei collegamenti tra pareti verticali è principalmente legata all'ammorsamento nelle zone di connessione; inoltre, un contributo significativo può derivare dalla presenza di catene metalliche o di altri dispositivi puntuali.

È opportuno osservare come le costruzioni storiche in muratura spesso non siano state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì su un approccio basato sui principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sulla sperimentazione del comportamento delle costruzioni già realizzate; tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi configurabili come "regole dell'arte". Riconoscere in una costruzione e nelle tecniche costruttive in essa utilizzate la conformità alle regole dell'arte può pertanto costituire un primo elemento di valutazione della sicurezza. Inoltre, l'esperienza ha portato a integrare nelle regole costruttive soluzioni efficaci per la riduzione della vulnerabilità (contrafforti, catene, ammorsamenti, ecc.). Risulta pertanto evidente come, dovendo valutare la sicurezza di una costruzione esistente, i suddetti elementi di valutazione debbano essere accuratamente acquisiti, attraverso un'adeguata conoscenza, ma non si possa in ogni caso prescindere da una analisi strutturale, finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato nella costruzione.

Per quanto detto, la modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura, specialmente se inserite in agglomerati urbani, data la difficoltà di valutare adeguatamente geometria, materiali e condizioni di vincolo (sia interno che legato ai confini spaziali della struttura), devono opportunamente considerare:

- la scala spaziale, ovvero quale parte della costruzione è opportuno modellare;

- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di modellazione ed analisi, condizionate dallo schema strutturale, ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La scelta della scala della modellazione è condizionata da diversi fattori. Nel caso di una costruzione inserita in un contesto di aggregato urbano, sarebbe necessario considerare questo integralmente, ma spesso ciò è improponibile, sia per la difficoltà di accedere e conoscere le parti adiacenti, sia per la complessità e gli oneri computazionali. Coerentemente con quanto precedentemente esposto, la minima scala spaziale da considerare di norma risulta quella dell'Unità di Analisi definita per la UMI in oggetto.

Nella definizione dello schema strutturale è opportuno considerare i seguenti fattori: la geometria della struttura; le caratteristiche costruttivo-strutturali; le fasi di costruzione e trasformazione; il danneggiamento.

L'analisi della geometria tridimensionale della struttura è finalizzata ad individuare possibili simmetrie o direzioni significative per il suo comportamento globale: è così talvolta possibile, in assenza di significative irregolarità planimetriche, scegliere singole pareti o insiemi di parti per svolgere un'analisi bidimensionale. Inoltre, l'analisi della geometria è rilevante ai fini dell'individuazione di particolari condizioni di irregolarità in pianta e/o elevazione poiché è in genere in corrispondenza dell'interazione tra corpi fortemente discontinui geometricamente che si concentrano danni e dissesti.

L'analisi delle caratteristiche costruttive-strutturali non solo consente di identificare lo schema strutturale resistente e la tipologia, quindi il funzionamento, dei diversi elementi costruttivi presenti, ma permette di identificare e localizzare tutti quegli elementi che possono influenzare il comportamento meccanico della costruzione (collegamenti, discontinuità, elementi spingenti, elementi atti a contenere gli effetti delle spinte, etc.), dei quali quindi è necessario tenere conto nella modellazione e nell'analisi. In particolare, l'analisi della qualità muraria è essenziale per fondare su basi razionali le successive scelte di modellazione.

L'individuazione delle fasi di costruzione e trasformazione (es.: annessioni di nuovi corpi di fabbrica, sopraelevazioni, modifiche interne con demolizioni parziali e ricostruzioni) è fondamentale per due ragioni. In primo luogo gli stati tensionali e deformativi nei diversi elementi dipendono da tale sequenza. Inoltre, le parti aggiunte successivamente alla costruzione, anche se appaiono in continuità con il complesso della costruzione, sono spesso strutture in qualche modo indipendenti; è quindi opportuno considerare il corretto grado di collegamento tra le diverse parti del complesso strutturale. In particolare, nel caso degli aggregati complessi nei centri storici, la corretta individuazione delle celle originarie, e distinzione da quelle di accrescimento e di intasamento, consente una più corretta definizione dei vincoli nel modello.

Il riconoscimento dei dissesti presenti nella struttura, attraverso il rilievo del quadro fessurativo e delle deformazioni, è un fattore determinante per la scelta delle strategie di modellazione e di analisi di una costruzione in muratura. Nel caso di stati lesionativi importanti, questi dovranno essere considerati nel modello e, in alcuni casi, la presenza di un meccanismo di dissesto chiaramente riconoscibile, può portare ad identificare il comportamento della costruzione e consentire una modellazione locale di dettaglio.

Per l'esecuzione delle analisi strutturali sono disponibili diversi modelli, che possono risultare più o meno accurati ed interessare l'intera costruzione o sue singole parti. È comunque raccomandabile adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti, in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e scegliere conseguentemente uno o più metodi di analisi.

1.4.3.2. Modelli e metodi di analisi

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi

bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano degli elementi strutturali. È indispensabile modellare accuratamente il grado di connessione tra gli elementi (ad esempio, il vincolo interno tra gli elementi di una struttura lignea o tra questi e la struttura muraria di appoggio può essere di difficile identificazione e, in taluni casi, anche unilatero). Inoltre, è opportuno considerare le diverse fasi costruttive della struttura (ad esempio, si pensi allo stato tensionale nella muratura in corrispondenza di una apertura tamponata o in un contrafforte realizzato in fase successiva, come presidio a seguito del manifestarsi di un dissesto).

Nella modellazione delle costruzioni in muratura attraverso elementi finiti la scelta del legame costitutivo del materiale rappresenta un aspetto particolarmente critico. L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. In effetti essa presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente presenterà in quei punti una fessurazione e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile; se invece è ragionevole attendersi una significativa ridistribuzione delle tensioni a seguito della fessurazione, gli stati tensionali e deformativi ottenuti non sono attendibili e risulta necessario procedere ad una modellazione che disponga di legami costitutivi che considerino il comportamento fortemente non lineare della muratura e nella quale il comportamento del materiale venga quindi simulato con maggiore precisione (danneggiamento, fessurazione, rottura, degrado di rigidezza e resistenza, attrito).

L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi, ma non consente di valutare la sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo. Infatti, il raggiungimento di condizioni limite di rottura del materiale a livello locale (stato tensionale puntuale) non può essere messo in alcun modo in relazione alle condizioni limite ultime

della struttura, che comportano in genere la perdita di equilibrio di intere porzioni della costruzione.

Tali limitazioni possono essere concettualmente superate attraverso una modellazione non lineare ad elementi finiti, che consideri sia la non linearità del materiale che quella geometrica. Tuttavia, alle già espresse difficoltà di modellazione di una costruzione reale attraverso gli elementi finiti si aggiungono in questo caso la complessità dei legami costitutivi per la muratura e la scarsa robustezza delle procedure di analisi, che fanno sì che la modellazione non lineare possa essere utilizzata solo se si dispone delle necessarie capacità e competenze; per tale ragione essa non può essere uno strumento imprescindibile per la verifica sismica.

Una ulteriore problematica di tale metodologia di modellazione riguarda il suo utilizzo nel caso di edifici in aggregato. L'impossibilità di sviluppare modelli globali che rappresentino l'intero complesso può richiedere il ricorso a semplificazioni o schematizzazioni, le quali però, se non tengono conto in modo appropriato delle interazioni con gli edifici adiacenti, portano a risultati delle analisi convenzionali, che anche in campo elastico possono non essere rappresentative del funzionamento reale.

D'altro canto anche l'adozione di modelli di calcolo, comunque di dettaglio, sebbene associati ad un onere computazionale inferiore rispetto a modelli ad elementi finiti, quali quelli coerenti con l'approccio a telaio equivalente, come proposto recentemente nelle NTC2008 [2] per l'analisi di edifici in muratura esistenti e di nuova costruzione, risulta in generale applicabile esclusivamente ad aggregati a ridotta complessità e di limitata estensione, oppure al caso di singole Unità di Analisi (specialmente nel caso di unità di angolo e di testata particolarmente suscettibili a fenomeni torsionali), quando sia possibile stimare ragionevolmente l'effetto equivalente associato all'interazione con le unità adiacenti.

Nel caso in cui non sia possibile acquisire i dati necessari per sostanziare modelli più accurati (il cui uso quindi risulterebbe inficiato dal grado di incertezza associato ai parametri impiegati od alle ipotesi assunte), al fine di verificare la sicurezza nei riguardi di una condizione limite di collasso risulta preferibile l'adozione di modelli semplificati ed efficaci, che pur se non in

grado di descrivere il comportamento in condizioni di esercizio, possono cogliere le condizioni ultime.

Tra tali modelli semplificati, soprattutto nel caso di aggregati edilizi, appare utile effettuare una distinzione tra quelli rivolti alla verifica della sicurezza sismica associata a comportamenti di 1° modo per azioni fuori dal piano della parete e quelli invece finalizzati alla valutazione della risposta globale o comunque all'analisi del comportamento di 2° modo per azioni nel piano della parete.

Nel caso della modellazione del comportamento fuori piano, come precedentemente introdotto, il collasso sismico si verifica per perdita di equilibrio di blocchi murari, che si formano a seguito di fessurazioni su piani di discontinuità o per superamento delle condizioni limite di ingranamento (in presenza di attrito). Una porzione della costruzione (per questo si parla di meccanismi locali) risulta pertanto trasformata in un cinematismo di corpi rigidi, che ruotano e/o traslano uno rispetto all'altro. Di tale cinematismo, in equilibrio sotto i carichi statici (permanentemente e accidentali), viene valutato, attraverso il teorema dei lavori virtuali, il moltiplicatore orizzontale delle masse presenti che comporta la perdita dell'equilibrio (rappresentativo dell'azione sismica orizzontale). La sicurezza sismica è quindi strettamente legata alla geometria della costruzione ed ai vincoli (legati agli aspetti costruttivi).

Nel caso di murature particolarmente decoese, l'osservazione dei danni non fa pensare ad un comportamento per meccanismi, in quanto si ha una disgregazione che porta al collasso prima che risulti evidente la catena cinematica di blocchi murari: l'uso di tali modelli può solo fornire valutazioni approssimate e non cautelative. In tali casi, l'intervento dovrà essere prioritariamente indirizzato a favorire un comportamento quanto più possibile monolitico della muratura.

Il risultato è significativo solo se vengono analizzati i meccanismi effettivamente possibili. La definizione dello scenario di danno per l'aggregato e quella dei meccanismi (attivati o semplicemente possibili) relativi all'Unità di Analisi investigata, rappresentano quindi una fase

essenziale dell'interpretazione dei dati acquisiti nella fase di conoscenza al fine di orientare efficacemente quella di verifica.

Come indicato nel § C8.7.1.6 e nel § C8A.4 della Circolare [3], la validità di questo approccio, in ambito statico equivalente, è garantita dai teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio, in particolare dal teorema cinematico (la cui applicazione fornisce un maggiorante del moltiplicatore del collasso), con riferimento alle seguenti ipotesi: non resistenza a trazione del materiale, infinita resistenza a compressione, limitata deformabilità, assenza di scorrimenti. Tuttavia è possibile tener conto, con opportuni accorgimenti, anche delle situazioni reali, nelle quali le suddette ipotesi non sono completamente rispettate.

La non resistenza a trazione rappresenta sempre un'ipotesi a favore di sicurezza, ovvero essa porta a sottostimare la reale capacità della struttura. Nel caso in cui i piani di rottura siano scelti in corrispondenza di giunti principali della muratura, essendo questi dotati di resistenza a trazione molto limitata, tale sottostima è relativamente contenuta. Al contrario, nel caso in cui i piani di rottura interessino zone di ammorsamento tra gli elementi della muratura, tale contributo dovrà essere adeguatamente modellato o dovranno essere selezionati piani di minore resistenza, se si vogliono evitare stime eccessivamente cautelative.

L'infinita resistenza a compressione del materiale muratura è invece un'ipotesi a sfavore di sicurezza, in quanto è evidente che in realtà un muro reale non possa ruotare intorno ad uno spigolo come fosse un corpo rigido (fatto che comporterebbe una tensione di compressione infinita); è possibile tuttavia tenere conto, se pure in maniera approssimata, dell'influenza delle caratteristiche meccaniche, quali ad esempio la resistenza a compressione della muratura, arretrando, in funzione della qualità della muratura, la posizione delle cerniere che definiscono il cinematismo rispetto al bordo esterno della porzione muraria, simulando la parzializzazione della sezione reagente, legata alla rottura per schiacciamento della muratura.

La limitata deformabilità è un'ipotesi in genere accettabile: l'analisi limite valuta la condizione di equilibrio di una struttura labile, costituita dall'assemblaggio di porzioni murarie rigide e trascurare la deformabilità

significa ipotizzare che anche nella configurazione deformata la struttura sia ancora in equilibrio.

Infine, l'assenza di scorrimenti tra i conci murari può essere in genere assunta come ipotesi, salvo poi controllare a posteriori che questi non si verifichino in concomitanza delle azioni che vengono valutate nell'analisi. In genere le azioni mutue tra i conci murari sono pressoché perpendicolari ai giunti principali (sedi dei possibili scorrimenti) e comunque all'interno del cono d'attrito relativo alle strutture murarie.

Nel caso dell'analisi del comportamento nel piano delle pareti (meccanismi di 2° modo), il collasso sismico si verifica quando la sollecitazione negli elementi murari supera le condizioni limite di resistenza della muratura. Tali sollecitazioni sono più significative negli elementi caricati dal sisma nel piano medio dei blocchi murari, in quanto più rigidi; questo comportamento si realizza prevalentemente quando i meccanismi di 1° modo sono impediti da adeguati sistemi di collegamento (ammorsamenti, catene, solai, ecc.), sebbene in generale le due modalità di comportamento non possano essere ritenute a priori mutuamente esclusive. Nel caso in cui, oltre ai suddetti collegamenti, siano presenti solai dotati di sufficiente rigidezza nel piano, il collasso sismico assume carattere globale (comportamento scatolare), in quanto le azioni possono essere ridistribuite tra una parete e l'altra attraverso gli orizzontamenti.

Tuttavia, specie nel caso degli aggregati, l'eventuale crisi per resistenza può essere limitata solo ad alcune pareti, sia per la presenza di solai deformabili, sia per le soluzioni di continuità costruttive e per le geometrie tipiche delle aggregazioni nei centri storici. La sicurezza sismica è in questo caso strettamente legata alle proprietà meccaniche della muratura (in particolare alla resistenza a taglio ed a quella a compressione) nonché al livello di compressione verticale agente e alla geometria (in particolare in termini di snellezza) degli elementi strutturali verticali portanti.

Per questi motivi, come già ricordato, anche nel caso dell'analisi del comportamento di 2° modo i metodi di analisi globale di uso comune possono non essere adeguati a cogliere l'effettivo comportamento sismico di edifici in aggregato e pertanto è possibile ricorrere ad analisi semplificate. In

effetti, nel § 8.7.1 delle NTC2008 [2], richiamato nel § C8A.3.1 della Circolare [3] (Verifica globale semplificata per gli edifici in aggregati edilizi), è indicato che, qualora gli orizzontamenti dell'Unità di Analisi siano flessibili è possibile procedere all'analisi delle singole pareti (o al più di sistemi di pareti complanari efficacemente collegate), ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete. Viceversa nel caso di orizzontamenti sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo Stato limite di salvaguardia della vita e allo Stato limite di esercizio di un edificio (Unità di Analisi) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre Unità (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le Unità adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. In effetti, il comportamento locale di una parete o di una porzione dell'aggregato è evidentemente anche funzione delle interazioni con le parti adiacenti ed, in particolare, della posizione nell'ambito dell'aggregato. Infatti nel caso di Unità di Analisi d'angolo o di testata è comunque possibile il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle Unità adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali. Sia nel caso di modellazione per singoli sistemi di pareti (orizzontamenti flessibili), sia nel caso di modellazione di singoli interpiani (orizzontamenti rigidi), è possibile fare riferimento ai diversi metodi di modellazione cui si è accennato in precedenza (modelli che schematizzano come infinitamente rigide le fasce murarie, modelli a mensola, modelli a telaio equivalente, che consentono di schematizzare la deformabilità delle fasce murarie, ecc.), adottando opportuni accorgimenti, in particolare in funzione di quanto osservato nella fase di conoscenza e diagnosi.

Si sottolinea tuttavia come una verifica completa ed esaustiva debba includere la verifica di sicurezza di entrambe le modalità di collasso fuori piano e nel piano precedentemente illustrate (cfr. § 8.7.1 delle NTC2008 [2]). Nel caso degli edifici esistenti in muratura, è possibile ricorrere a diversi metodi di analisi, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento sismico. In particolare, è possibile fare riferimento ai metodi di analisi identificati dalle NTC2008 [2]:

- analisi statica lineare,
- analisi dinamica modale,
- analisi statica non lineare,
- analisi dinamica non lineare.

Fatte salve le considerazioni già svolte, è opportuno ricordare che le analisi in campo elastico prevedono l'utilizzo di fattori di struttura la cui definizione appropriata, specialmente nel caso di edifici storici, può risultare problematica. L'analisi modale, inoltre, presupponendo il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, risulta avere limitata attendibilità, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da interconnessioni con strutture adiacenti, da trasformazioni e da fasi costruttive differenti: essa può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione, mentre maggiore cautela deve essere utilizzata nel considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale. Infine, è opportuno utilizzare l'analisi dinamica non lineare solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. L'utilizzo dei metodi di analisi statica non lineare, infine, considerato nel caso di edifici in muratura esistenti come metodo standard per la verifica, come precedentemente introdotto, risulta condizionato al ragionevole onere computazione associato alla scala dell'aggregato esaminato e al livello di

accuratezza con il quale è stato possibile acquisire le informazioni sul fabbricato.

Fatte salve le considerazioni precedenti e i potenziali limiti rintracciabili nei vari metodi di analisi proposti, quando applicati al caso di complessi aggregati edilizi, appare lecito considerare come metodi standard per la verifica quello dell'analisi cinematica lineare nel caso di meccanismi di 1° modo e dell'analisi lineare nel caso di modalità di 2° modo, come meglio illustrato nei paragrafi seguenti. Evidentemente con ciò non si intende esclusa a priori l'adozione di metodi di analisi non lineare (con particolare riferimento all'analisi statica non lineare e al metodo di analisi cinematica non lineare).

2. ANALISI E VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI

2.1. INTRODUZIONE

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare sia meccanismi d'insieme che meccanismi locali. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere presa in considerazione l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di:

- spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti,
- meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati,
- US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica

di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali. Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

Spesso gli edifici dei centri storici realizzati in aggregato subiscono trasformazioni nel tempo tali da rendere incerta ed inadeguata un'analisi condotta in termini di risposta globale. In tali edifici è necessario ricercare la presenza degli elementi caratteristici di vulnerabilità legati: alla qualità della connessione tra le pareti murarie e gli orizzontamenti; alla qualità e alla tessitura muraria; alle interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti. E' così possibile ipotizzare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, i meccanismi locali ritenuti significativi. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari.

La presenza di quadri fessurativi e di dissesti prodotti dai terremoti passati fornisce un efficace indicazione per una corretta previsione degli incipienti meccanismi di collasso. Individuati tali meccanismi, occorrerà poi definire uno o più modelli di analisi per valutare l'entità dell'azione sismica che ne determina l'attivazione provocando il collasso della costruzione.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, l'applicazione del metodo di verifica presuppone l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Di seguito viene riportata una rassegna di modelli raccolti in letteratura ([6],[7],[8], [9],[10] e [11]) per l'analisi dei più frequenti meccanismi di collasso fuori dal piano riscontrati negli edifici in muratura ordinari, completati dalle formulazioni analitiche che ne permettono l'applicazione ai casi di studio e da esempi esplicativi.

I cinematismi studiati sono stati classificati in :

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale;
- Meccanismi di ribaltamento composto.

Per ognuno di tali raggruppamenti è opportuno illustrare le caratteristiche e le modalità di collasso, l'ambito di applicazione ed i requisiti che si devono verificare negli edifici affinché il meccanismo si possa manifestare e le possibili condizioni differenti che è possibile riscontrare nelle strutture che possono influenzare l'evoluzione del fenomeno.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha = 0$). Tale

curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica. Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata:

- a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- c) la presenza di catene metalliche;
- d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

2.2. ANALISI CINEMATICA LINEARE (VALUTAZIONE DEL MOLTIPLICATORE α)

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura. I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo viene valutato il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta la sua attivazione.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);

- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche;
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne. (C8A.4.1 Circolare n 617 del 2/2/09 [3])

Gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze sono calcolati tenendo conto della geometria della struttura, assegnando una rotazione virtuale al generico blocco.

L'equazione vista in precedenza si trasforma spesso in un'equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante. Pertanto, ove non

strettamente necessario, si omette il calcolo degli spostamenti virtuali e si scrivono direttamente le espressioni dei due momenti.

2.3. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE

Il meccanismo del ribaltamento semplice si manifesta sulle pareti esterne e può interessare tutta la parete o una porzione di essa. Rappresenta una tipologia di danno tra le più frequenti. Il ribaltamento si verifica quando la parete è libera in sommità e poco ammorsata alle pareti laterali. Il cinematismo è innescato da una spinta orizzontale ortogonale alla parete risultante della spinta del tetto e della forza d'inerzia della parete stessa. Il moto è rappresentabile con una rotazione fuori piano della parete con formazione di cerniera cilindrica orizzontale (individuabile da una fessura orizzontale sul fronte parete)

2.3.1. Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica ad un piano

Il meccanismo si riferisce alla rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti, tipicamente quella sommitale, (modellate tramite un unico blocco) rispetto ad una cerniera cilindrica posta alla base di esse.

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \cdot [W \cdot y_G + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h] + V_O \cdot h_V + N_O \cdot h$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot \frac{S}{2} + V_V \cdot d_V + N_V \cdot d_N + T \cdot h - V_O \cdot h_V - N_O \cdot h}{W \cdot y_G + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h}$$

È possibile determinare il valore del tiro minimo da assegnare alla catena presente al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un' assegnato input sismico:

$$T_{min} = \frac{\alpha_{0min}}{h} \cdot (W \cdot y_G + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h) + \frac{1}{h} \cdot (V_O \cdot h_V + N_O \cdot h - W \cdot \frac{S}{2} - V_V \cdot d_V - N_V \cdot d_N)$$

2.3.2. *Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani*

In questo caso in corrispondenza dei solai (che si presentano generalmente semplicemente appoggiati alle murature) l'edificio è privo di dispositivi in grado di contrastare il ribaltamento della parete di facciata sui diversi livelli. In generale, nel caso di edifici a più piani si possono attivare tanti cinematismi di rotazione quanti sono i livelli (ipotizzando la formazione della cerniera alla base di ciascun livello, ad esempio secondo la notazione adottata in figura, ipotizzando la cerniera alternativamente in A, B o C) è necessario valutare quindi la condizione alla quale corrisponde il moltiplicatore di collasso minore.

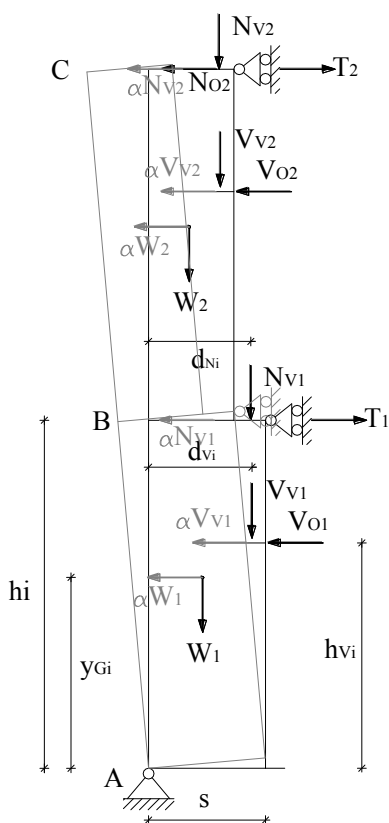


Figura 4. Schema di calcolo

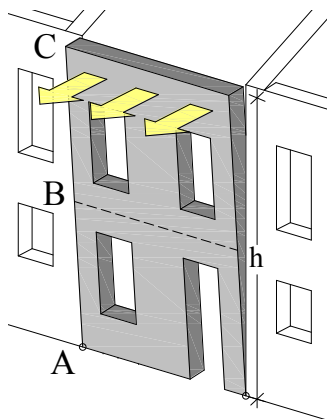


Figura 5. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo;
- V_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- V_{Oi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- N_{Vi} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo calcolato in base all'area di influenza;
- N_O è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T_i è l'azione massima dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete al piano i -esimo;

- s_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- h_i è l'altezza della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- h_{Vi} è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- d_{Ni} è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- d_{Vi} è la distanza orizzontale della cerniera B dal punto di applicazione di N_{Vi} ;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il momento stabilizzante è dato da :

$$M_{S(A)} = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot d_{Ni} + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n V_{Oi} \cdot h_{Vi} + N_O \cdot h_i$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot d_{Ni} + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n V_{Oi} \cdot h_{Vi} - N_O \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot h_i}$$

È possibile determinare i valore dei tiri minimi da assegnare alle catene presenti al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un' assegnato input sismico. I bracci delle forze considerate sono calcolati rispetto alla posizione corrente assunta nel cinematismo di volta in volta considerato. Riguardo a quest'ultima osservazione è infatti opportuno richiamare che il tiro a ciascun livello i -esimo è calcolato in modo tale da contrastare l'attivazione di un cinematismo associato alla formazione della cerniera alla base del livello di volta in volta considerato. Pertanto si precisa come, al variare dell'indice i , i bracci del sistema di forze agenti debbano essere coerentemente aggiornati.

Si procede in primo luogo al calcolo del tiro della catena dell'ultimo livello ($n=2$):

$$T_{2min} = \frac{\alpha_{0min2}}{h_2} (W_2 \cdot y_{G2} + V_{V2} \cdot h_{V2} + N_{V2} \cdot h_2) + \frac{1}{h_2} (V_{O2} \cdot h_{V2} + N_{O2} \cdot h_2 - W_2 \cdot \frac{s_2}{2} - V_{V2} \cdot d_{V2} - N_{V2} \cdot d_{N2})$$

Noto T_2 , si procede poi al calcolo del tiro T_1 (valida per $i=1, n-1$):

$$T_{1min} = \frac{\alpha_{0min1}}{h_1} \sum_{i=1}^n (W_i \cdot y_{Gi} + V_{Vi} \cdot h_{Vi} + N_{Vi} \cdot h_i) - \frac{1}{h_1} \left\{ T_2 \cdot h + \sum_{i=1}^n \left(W_i \cdot \frac{s_i}{2} + V_{Vi} \cdot d_{Vi} + N_{Vi} \cdot d_{Ni} - V_{Oi} \cdot h_{Vi} - N_O \cdot h_i \right) \right\}$$

2.4. MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE

Il meccanismo di flessione verticale si manifesta sulle pareti esterne e può interessare qualunque la zona della parete. Per comprendere l'attivazione del meccanismo si immagini la formazione di un arco ideale resistente verticale a tre cerniere nello spessore della parete, una in mezzeria e le altre due in prossimità del piano superiore e del piano inferiore. L'arco ideale verticale resiste alla forza orizzontale fino a quando la muratura non cede per schiacciamento. A questo punto il cinematismo si innesca per formazione di cerniera plastica in mezzeria. La flessione verticale si verifica quando la parete è bene ammorsata agli estremi, poco ammorsata ai lati e libera nella zona centrale. Il cinematismo è innescato da una spinta orizzontale ortogonale alla parete risultante della spinta o del martellamento da parte di un solaio. Il moto è rappresentabile con una rotazione opposta fuori piano delle due parti di parete con formazione di tre fratture rettilinee orizzontali .

2.4.1. *Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica ad un piano*

In questo caso l'edificio presenta ai vari livelli efficaci vincoli di connessione tra i solai e le pareti, per cui tra solaio e l'altro la parete muraria risulta vincolata alle estremità. Il coefficiente di collasso deve essere deve essere calcolato per tutti i piani dell'edificio. Nell'ipotesi in cui non sia possibile definire a priori la posizione verticale della cerniera cilindrica, questa può essere valutata secondo il modello, di seguito proposto, che prende in considerazione una fascia muraria piena da cielo a terra della parete in esame. L'analisi consiste nell'individuare la posizione della cerniera che corrisponde al minimo moltiplicatore di collasso α_0 delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo.

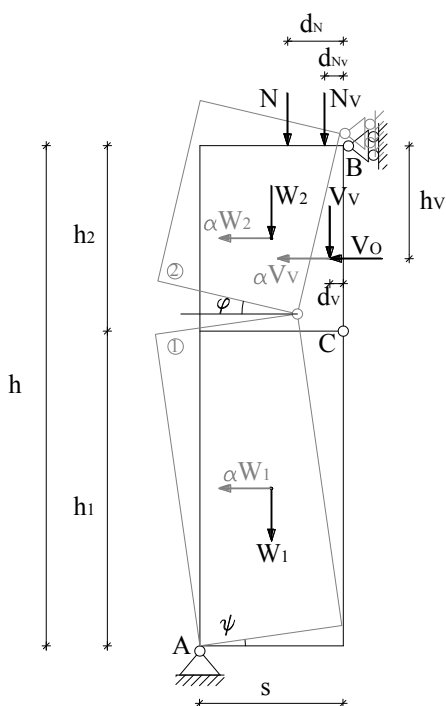


Figura 6. Schema di calcolo

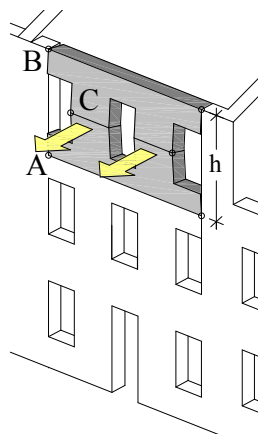


Figura 7. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- W è il peso proprio del blocco;
- V_v è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- V_o è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- N è il peso trasmesso alla parete dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- N_v è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A;
- h_v è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto al carrello B;
- d_N è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto al carrello B;
- d_{Nv} è la distanza orizzontale del carrello B dal punto di applicazione di N_v ;
- d_v è la distanza orizzontale dal carrello B del punto di applicazione del carico trasmesso da archi o volte sulla parete;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

I parametri di spostamento generalizzati, che permettono di descrivere il cinematismo, sono ricavati dalle condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due corpi.

In generale, se P è un generico punto, di coordinate x e y , appartenenti ad un corpo rigido piano, le due componenti di spostamento u_p e v_p , positivi se

diretti come gli assi coordinati, sono espresse in funzione delle componenti di spostamento u_0 e v_0 del polo di riferimento O e della rotazione ϑ intorno ad esso. Supponendo quest'ultima positiva se antioraria, si ha :

$$u_p = u_0 - \vartheta y; v_p = v_0 + \vartheta y$$

La cerniera C si forma nel punto di tangenza della curva delle pressioni (relativa ai carichi verticali ed orizzontali dei quali in figura si mostrano le risultanti) con un lembo esterno della parete. La parete risulta suddivisa in due corpi di altezza h_1 e h_2 , collegati dalla cerniera C . Le altezze dei due corpi messi in relazione con l'altezza h della parete, nella forma:

$$h_1 = \frac{x-1}{x} \cdot h \quad ; \quad h_2 = \frac{h}{x}$$

con $x > 1$ parametro incognito.

Assegnata una rotazione virtuale $\theta_1 = \psi = 1$ al corpo 1, fissati come poli di riferimento dei due corpi 1 e 2 rispettivamente A e B, tenendo conto delle condizioni di vincolo

$$u_A = 0; v_A = 0; \quad \theta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo 1;} \\ u_B = 0, \text{ per il corpo 2;}$$

e imponendo l'ulteriore condizione di congruenza $u_{C1} = u_{C2}$ in corrispondenza della cerniera C , si ottengono :

$$\varphi = -\psi h_1/h_2 = -h_1/h_2 \quad v_B = s$$

e risultano così definiti i parametri del cinematismo :

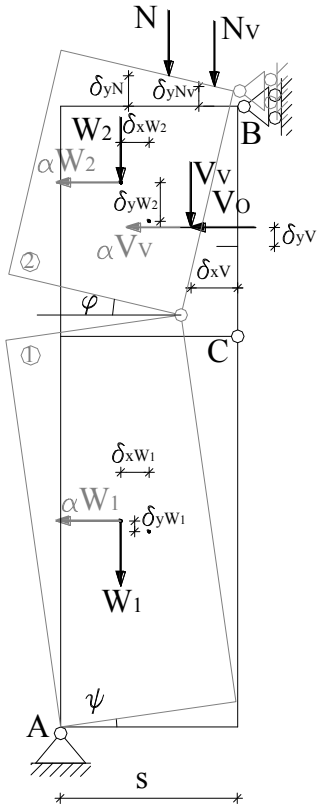


Figura 8. Schema di calcolo

CORPO 2	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_2 = \varphi = \frac{h_1}{h_2} = x - 1$	
W_2	$\delta_{xW2} = -\theta_2 \cdot \frac{h_2}{2} = -\frac{h}{2} \frac{x-1}{x};$
	$\delta_{yW2} = \theta_1 \cdot s + \theta_2 \cdot \frac{s}{2} = \frac{s}{2} \cdot (x + 1);$
V	$\delta_{xV} = \theta_2 \cdot h_V = -h_V(x - 1);$
	$\delta_{yV} = \theta_1 \cdot s + \theta_2 \cdot d_V = s + d_V \cdot (x - 1);$
N	
	$\delta_{yN} = \theta_1 \cdot s + \theta_2 \cdot d_N = s + d_N \cdot (x - 1);$
N_V	
	$\delta_{yNV} = \theta_1 \cdot s + \theta_2 \cdot d_{NV} = s + d_{NV} \cdot (x - 1);$
CORPO 1	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_1 = \psi = 1$	
W_1	$\delta_{xW1} = -\frac{h_1}{2} = -\frac{h}{2} \frac{x-1}{x};$
	$\delta_{yW1} = \frac{s}{2};$

È ora possibile applicare l'equazione dei Lavori Virtuali, ottenendo:

$$-\alpha_0 [W_1 \cdot \delta_{xW1} + W_2 \cdot \delta_{xW2} + V_V \cdot \delta_{xV}] - V_O \cdot \delta_{xV} - W_1 \cdot \delta_{yW1} - W_2 \cdot \delta_{yW2} - N \cdot \delta_{yN} - N_V \cdot \delta_{yNV} - V_V \cdot \delta_{yV} = 0$$

Sostituendo le espressioni ricavate in precedenza si ottiene:

$$\begin{aligned} \alpha_0 \cdot \left[W \frac{h}{2} \frac{(x-1)}{x} \left(\frac{(x-1)}{x} + \frac{1}{x} \right) + V_V h_V (x-1) \right] \\ = W \frac{s}{2} \frac{(x-1)}{x} \left(1 + \frac{(x+1)}{(x-1)} \right) + (x-1)(N d_N + N_V d_{NV} + V_V d_V - V_O h_V) \\ + s(N + N_V + V_V) \end{aligned}$$

dalla quale si ottiene:

$$\alpha_0(x) = 2 \frac{(x-1)(Nd_N + N_V d_{NV} + V_V d_V - V_O h_V) + s(W + N + N_V + V_V)}{(x-1) \left(W \frac{h}{x} + 2V_V d_V \right)}$$

Il valore dell'incognita x che rende minimo il moltiplicatore α_0 si ottiene imponendo che sia nulla la derivata di α_0 rispetto a x .

$$\frac{d\alpha_0(x)}{dx} = 0$$

2.4.2. Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a due piani

In questo caso il cinematismo riguarda una tesa muraria tra due piani dell'edificio, con interposto un solaio intermedio non trattenuto, e collegata alle due estremità da efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti (in genere la struttura muraria risulta vincolata al piede nel terreno ed in testa da un cordolo ben ammorsato alla muratura o da tiranti metallici).

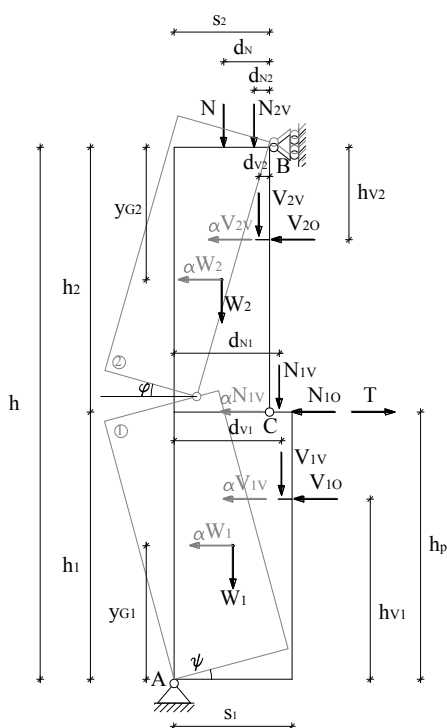


Figura 9. Schema di calcolo

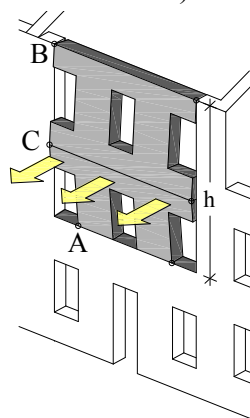


Figura 10. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio del macroelemento i -esimo;
- V_{vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- V_{oi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T è l'azione massima dell'azione di un eventuale tirante presente al piano intermedio;
- s_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- h_i è l'altezza del macroelemento i -esimo;
- h_p è la quota del solaio intermedio da A
- h_{vi} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte sulla parete i -esima rispetto al polo di riduzione della stessa;
- d_{Ni} è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- d_{vi} è la distanza orizzontale del punto di applicazione di N_{vi} dal rispettivo polo di

riduzione (A per $i=1$ e B $i=2$);

- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i -esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Come il caso precedente si assegna una rotazione virtuale $\theta_1 = \psi = 1$ al corpo 1, e si determinano i parametri del cinematismo:

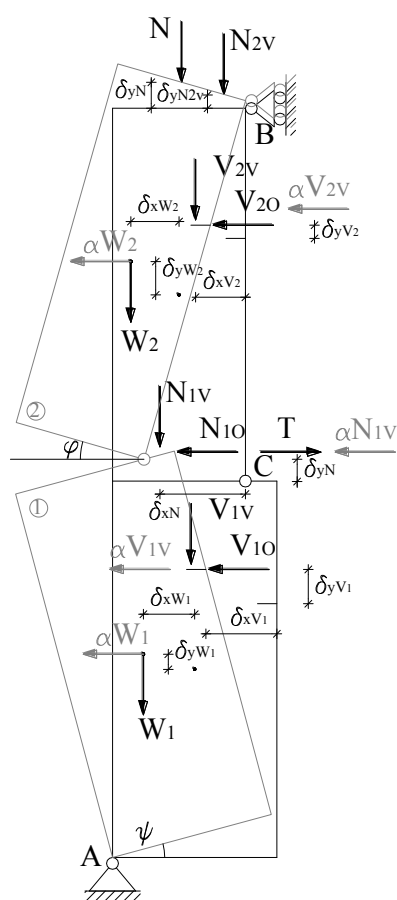


Figura 11. Schema di calcolo

CORPO 2	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_2 = \varphi = \frac{h_1}{h_2} = x - 1$	
W_2	$\delta_{xW_2} = \theta_2 \cdot \frac{h_2}{2} = \frac{h_2}{2} \cdot \frac{x-1}{x};$
	$\delta_{yW_2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot \frac{s_2}{2} = s_1 + \frac{s_2}{2} \cdot (x - 1);$
V_2	$\delta_{xV_2} = \theta_2 \cdot h_{V_2} = (x - 1)h_{V_2};$
	$\delta_{yV_2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{V_2} = s_1 + d_{V_2} \cdot (x - 1);$
N	$\delta_{yN} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot \frac{s_2}{2} = s_1 + d_N \cdot (x - 1);$
N_{2V}	$\delta_{yN_2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{N_2} = s_1 + d_{N_2}(x - 1); ;$
CORPO 1	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_1 = \psi = 1$	
W_1	$\delta_{xW_1} = \frac{h_1}{2} = \frac{h_2}{2} \cdot \frac{x-1}{x};$
	$\delta_{yW_1} = \frac{s_1}{2};$
V_1	$\delta_{xV_1} = h_{V_1};$
	$\delta_{yV_1} = d_{V_1};$
N_1	$\delta_{xN_1} = h_p;$
	$\delta_{yN_1} = d_{N_1};$
T	$\delta_{xT} = h_p;$

Momento stabilizzante

$$M_S = (W_1 \cdot \delta_{yW1} + V_{1V} \cdot \delta_{yV1} + N_{1V} \cdot \delta_{yN1} - N_{1o} \cdot \delta_{xN1} + T_1 \cdot \delta_{xT1} + W_2 \cdot \delta_{yW2} + V_{2V} \cdot \delta_{yV2} - V_{2o} \cdot \delta_{xV2} + N \cdot \delta_{yN} + N_{2V} \cdot \delta_{yN2}) = \left\{ W_1 \cdot \frac{s_1}{2} + V_{1V} \cdot d_{V1} + N_{1V} \cdot d_{N1} - N_{1o} \cdot h_p + T_1 \cdot h_p + W_2 \cdot \left[s_1 + \frac{s_2}{2} \cdot (x - 1) \right] + V_{2V} \cdot [s_1 + d_{V2} \cdot (x - 1)] - V_{2o} \cdot (x - 1) \cdot h_{V2} + N \cdot \left[s_1 + \frac{s_2}{2} \cdot (x - 1) \right] + N_{2V} \cdot [s_1 + d_{N2} \cdot (x - 1)] \right\}$$

Momento ribaltante

$$\alpha_0 \cdot M_D = (W_1 \cdot \delta_{xW1} + V_{1V} \cdot \delta_{xV1} + N_{1V} \cdot \delta_{xN1} + W_2 \cdot \delta_{xW2} + V_{2V} \cdot \delta_{xV2}) = \left(W_1 \cdot \frac{h}{2} \frac{x-1}{x} + V_{1V} \cdot h_{V1} + N_{1V} \cdot h_p + W_2 \cdot \frac{h}{2} \frac{x-1}{x} + V_{2V} \cdot (x - 1) \cdot h_{V2} \right)$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il valore del moltiplicatore $\alpha_0(x)$ in funzione dell'incognita x

$$\alpha_0(x) = \frac{M_S(x)}{M_D(x)}$$

Il valore di x si ricava dalla condizione :

$$\frac{d\alpha_0(x)}{dx} = 0$$

cui corrisponde $\alpha_0(x) = \min$; noto quindi il valore di x, si ricava poi la quota h_1 della sezione di frattura.

2.4.3. *Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a tre piani*

Come nel caso precedente il cinematismo in questione si può manifestare se la tesa muraria risulta trattenuta agli estremi mediante efficaci vincoli di connessione con gli orizzontamenti ed include, in questo caso, due solai intermedi non ammortati alla muratura. Il meccanismo di flessione verticale prevede la formazione di una cerniera cilindrica che, data la distribuzione dei carichi, si localizza con maggiore probabilità ad una quota compresa tra il primo ed il secondo orizzontamento disconnesso.

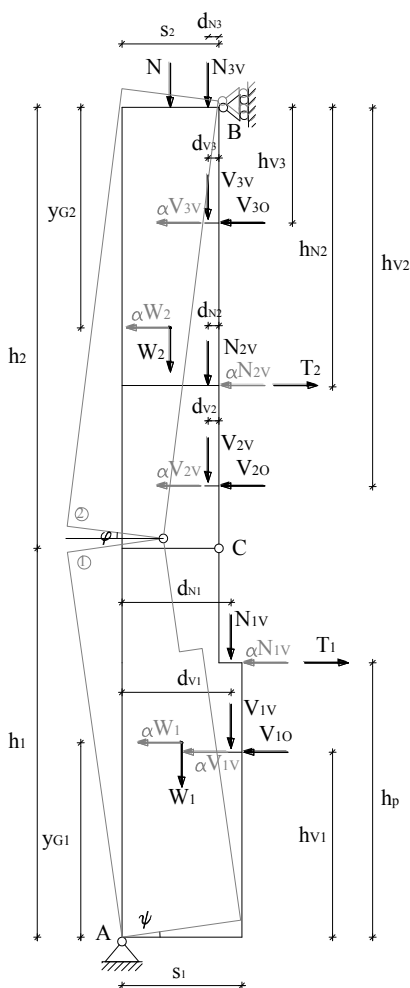


Figura 12. Schema di calcolo

- h_i è l'altezza del macroelemento *i-esimo*;
- h_p è la quota del solaio intermedio da A
- h_{vi} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte sulla parete *i-esima* rispetto al polo di riduzione della stessa;
- d_{Ni} è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano *i-esimo* rispetto alla cerniera B;
- d_{Vi} è la distanza orizzontale del punto di applicazione di N_{Vi} dal rispettivo polo di riduzione (A per $i=1$ e B per $i=2$ e 3);
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano *i-esimo* rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

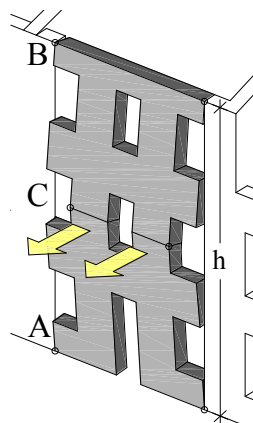


Figura 13. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio del macroelemento *i-esimo*;
- V_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano *i-esimo*;
- V_{Oi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano *i-esimo*;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T_i è l'azione massima dell'azione di eventuali tiranti presenti a piani intermedi;
- s_i è lo spessore della parete al piano *i-esimo*;

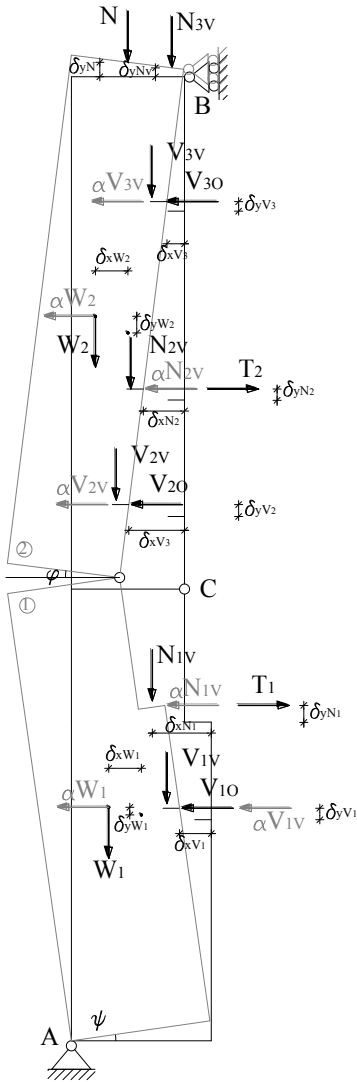


Figura 14. Schema di calcolo

CORPO 2	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_2 = \varphi = \frac{h_1}{h_2} = x - 1$	
W_2	$\delta_{xW2} = \theta_2 \cdot y_{G2} = (x - 1)y_{G2} ;$ $\delta_{yW2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot x_{G2} = s_1 + x_{G2} \cdot (x - 1) ;$
V_2	$\delta_{xV2} = \theta_2 \cdot h_{V2} = (x - 1)h_{V2} ;$ $\delta_{yV2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{V2} = s_1 + d_{V2} \cdot (x - 1) ;$
T_2	$\delta_{xT2} = \theta_2 \cdot h_{N2} = (x - 1)h_{N2} ;$ $\delta_{yT2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{N2} = s_1 + d_{N2} \cdot (x - 1) ;$
N_{2V}	$\delta_{xN2} = \theta_2 \cdot h_{N2} = (x - 1)h_{N2} ;$ $\delta_{yN2} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{N2} = s_1 + d_{N2} \cdot (x - 1) ; ;$
N_{3V}	$\delta_{xV2} = \theta_2 \cdot h_{V2} = (x - 1)h_{V2} ;$ $\delta_{yN3} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{N3} = s_1 + d_{N3} \cdot (x - 1) ; ;$
V_3	$\delta_{xV3} = \theta_2 \cdot h_{V3} = (x - 1)h_{V3} ;$ $\delta_{yV3} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_{V3} = s_1 + d_{V3} \cdot (x - 1) ; ;$
N	$\delta_{yN} = \theta_1 \cdot s_1 + \theta_2 \cdot d_N = s_1 + d_N \cdot (x - 1) ;$
CORPO 1	
Angolo di rotazione virtuale $\theta_1 = \psi = 1$	
W_1	$\delta_{xW1} = y_{G1} ;$ $\delta_{yW1} = x_{G1} ;$
V_1	$\delta_{xV1} = h_{V1} ;$ $\delta_{yV1} = d_{V1} ;$
N_1	$\delta_{xN1} = h_p ;$ $\delta_{yN1} = d_{N1} ;$
T_1	$\delta_{xT1} = h_p ;$ $\delta_{yT1} = d_{N1} ;$

Momento stabilizzante

$$M_S = (W_1 \cdot \delta_{yW1} + V_{1V} \cdot \delta_{yV1} + N_{1V} \cdot \delta_{yN1} - N_{10} \cdot \delta_{xN1} + T_1 \cdot \delta_{xT1} + W_2 \cdot \delta_{yW2} + V_{2V} \cdot \delta_{yV2} - V_{20} \cdot \delta_{xV2} + V_{3V} \cdot \delta_{yV3} - V_{30} \cdot \delta_{xV3} + N \cdot \delta_{yN} + N_{2V} \cdot \delta_{yN2} + N_{3V} \cdot \delta_{yN3} + T_2 \cdot \delta_{xT2}) = \{W_1 \cdot y_{G1} + V_{1V} \cdot d_{V1} + N_{1V} \cdot d_{N1} - N_{10} \cdot h_p + T_1 \cdot h_p + W_2 \cdot [s_1 + x_{G2} \cdot (x - 1)] + V_{2V} \cdot [s_1 + d_{V2} \cdot (x - 1)] - V_{20} \cdot$$

$$(x-1) \cdot h_{V2} + V_{3V} \cdot [s_1 + d_{V3} \cdot (x-1)] - V_{30} \cdot (x-1) \cdot h_{V3} + N \cdot [s_1 + d_N \cdot (x-1)] + N_{2V} \cdot [s_1 + d_{N2} \cdot (x-1)] + N_{3V} \cdot [s_1 + d_{N3} \cdot (x-1)] + T_2 \cdot [s_1 + d_{N2} \cdot (x-1)]\}$$

Momento ribaltante

$$\alpha_0 \cdot M_D = (W_1 \cdot \delta_{xW1} + V_{1V} \cdot \delta_{xV1} + N_{1V} \cdot \delta_{xN1} + W_2 \cdot \delta_{xW2} + V_{2V} \cdot \delta_{xV2} + V_{3V} \cdot \delta_{xV3} + N_{2V} \cdot \delta_{xN2}) = (W_1 \cdot y_{G1} + V_{1V} \cdot h_{V1} + N_{1V} \cdot h_p + W_2 \cdot (x-1)y_{G2} + V_{2V} \cdot (x-1) \cdot h_{V2} + V_{3V} \cdot (x-1) \cdot h_{V3} + N_{2V} \cdot (x-1) \cdot h_{N2})$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il valore del moltiplicatore $\alpha_0(x)$ in funzione dell'incognita x

$$\alpha_0(x) = \frac{M_S(x)}{M_D(x)}$$

Il valore di x si ricava dalla condizione :

$$\frac{d\alpha_0(x)}{dx} = 0$$

cui corrisponde $\alpha_0(x) = \min$; noto quindi il valore di x , si ricava poi la quota h_1 della sezione di frattura.

2.5. MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE

Il meccanismo di flessione orizzontale di una facciata efficacemente vincolata alle pareti ortogonali e libera in sommità si manifesta, per effetto di azioni ortogonali al piano della stessa, con formazione di cunei di distacco formati da macroelementi che ruotano rigidamente attorno a cerniere cilindriche poste alla loro base, fino al collasso della parete.

2.5.1. *Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica non confinata*

Nel caso di parete non efficacemente confinata nei riguardi degli spostamenti nel piano della stessa il meccanismo di flessione orizzontale è caratterizzato dal rigonfiamento della parete investita dal sisma e dalla rotazione dei muri laterali per effetto della spinta dell'arco orizzontale. Il cinematismo di collasso prevede la formazione di macroelementi schematizzabili da corpi

cuneiformi che si separano dalla struttura muraria lungo cerniere cilindriche oblique e verticali attorno alle quali ruotano reciprocamente fino al collasso. La definizione dei macroelementi interessati dal cinematismo è sensibilmente condizionata dalla presenza di aperture nella parete. Nel caso di parete priva di aperture la porzione di muratura espulsa verso l'esterno per effetto del meccanismo ad arco orizzontale ha un profilo di tipo parabolico rappresentabile con due cunei triangolari.

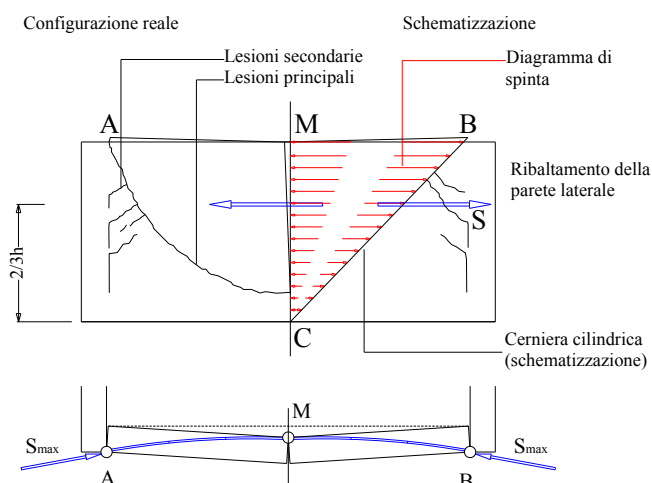


Figura 15. Formazione dei cunei triangolari di distacco

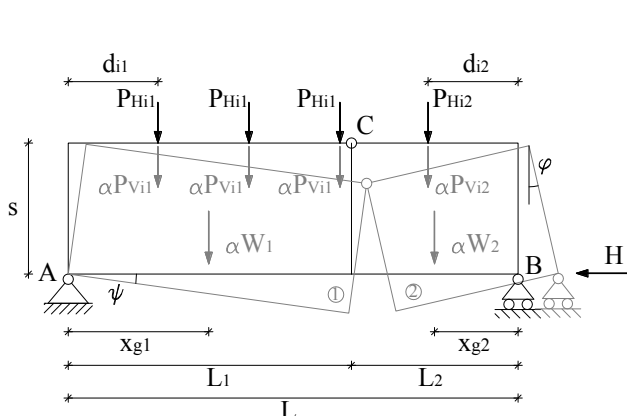


Figura 16. Schema di calcolo

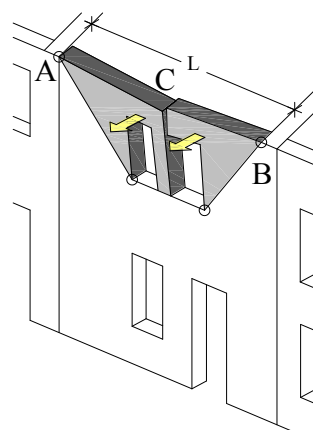


Figura 17. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- W_i è il peso proprio del macroelemento *i-esimo*;
- P_{Vi1} è l' *i-esimo* carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 1;
- P_{Vi2} è l' *i-esimo* carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 2;
- P_{Hi1} è l' *i-esima* spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 1;
- P_{Hi2} è l' *i-esima* spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 2;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete o dall'eventuale tirante orizzontale
- s è lo spessore della parete;
- L_i è lunghezza del macroelemento *i-esimo*;
- d_{i1} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell' *i-esimo* carico applicato in testa al corpo 1 rispetto al proprio polo di riduzione (cerniera in A);
- d_{i2} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell' *i-esimo* carico applicato in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo di riduzione (cerniera in B);
- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del macroelemento *i-esimo* rispetto al proprio polo di riduzione;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il problema cinematico (virtuale) del sistema di corpi, viene risolto assegnando una rotazione virtuale $\psi=1$ al corpo 1. Dalle condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due macroelementi, si possono determinare i parametri di spostamento generalizzati che permettono di descrivere il cinematismo. Si fissano come poli di riferimento rispettivamente i punti A per il corpo 1 e B per il corpo 2, e si definiscono le condizioni di congruenza:

$$u_A = 0; v_A = 0; \quad \theta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo 1;} \\ v_B = 0, \text{ per il corpo 2;}$$

e imponendo l'ulteriore condizione di congruenza $u_{C1} = u_{C2}$; $v_{C1} = v_{C2}$ in corrispondenza della cerniera C, si ottengono :

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{C1} = -L_1 \end{cases} \quad e \quad \begin{cases} u_{C2} = u_B - \varphi s \\ v_{C1} = -\varphi L_2 \end{cases} \Rightarrow \varphi = L_1/L_2 = L_1/L_2 \quad u_B = s(1 + L_1/L_2)$$

e risultano così definiti i parametri del cinematismo :

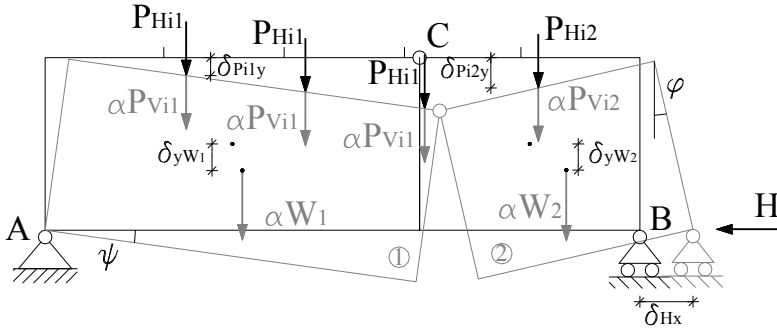


Figura 18. Schema di calcolo

CORPO 1		CORPO 2	
W_1	$\delta_{yW1} = -x_{G1}$;	W_2	$\delta_{yW2} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot x_{G2}$;
P_{Hi1}	$\delta_{yP_{Hi1}} = -d_{i1}$;	P_{Hi2}	$\delta_{yP_{Hi2}} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}$;
P_{Vi1}	$\delta_{yP_{Vi1}} = -d_{i1}$;	P_{Vi2}	$\delta_{yP_{Vi2}} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}$;
		H	$\delta_{xH} = s \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right)$;

Momento stabilizzante

$$\begin{aligned}
 M_S &= \sum_i P_{Hi1} \cdot \delta_{yP_{Hi1}} + \sum_i P_{Hi2} \cdot \delta_{yP_{Hi2}} + H \cdot \delta_{xH} \\
 &= - \sum_i P_{Hi1} \cdot d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2} + H \cdot s \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right)
 \end{aligned}$$

Momento ribaltante

$$\begin{aligned}
 \alpha_0 \cdot M_D &= \left(W_1 \cdot \delta_{yW1} + W_2 \cdot \delta_{yW2} + \sum_i P_{Vi1} \cdot \delta_{yP_{Vi1}} + \sum_i P_{Vi2} \cdot \delta_{yP_{Vi2}} \right) \\
 &= \left(W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} \cdot d_{i1} \right. \\
 &\quad \left. + \sum_i P_{Vi2} \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2} \right)
 \end{aligned}$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il valore del moltiplicatore α_0

$$\alpha_0 = \frac{M_S}{M_D} = \frac{-\sum_i P_{Hi1} \cdot d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2} + H \cdot s \left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right)}{W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} \cdot d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \cdot \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}$$

Resta da valutare il termine H rappresentativo della resistenza offerta dalle pareti di controvento in collaborazione con altri dispositivi in grado di sopportare la spinta orizzontale dell'arco (ad esempio tiranti metallici o cordoli). La forza limite H viene calcolata considerando le condizioni di equilibrio limite al ribaltamento della parete di controvento.

I momenti stabilizzante e ribaltante rispetto al polo A valgono rispettivamente:

$$M_{s(A)} = W \cdot \frac{s_c}{2} + V_V \cdot d_V + N_V \cdot d_N + T \cdot h$$

$$M_{D(A)} = H \cdot h_H + V_O \cdot h_V + N_O \cdot h$$

Uguagliando i due termini si ottiene l'espressione di H

$$H = \frac{1}{h_H} \cdot \left(W \cdot \frac{s_c}{2} + V_V \cdot d_V + N_V \cdot d_N + T \cdot h - V_O \cdot h_V - N_O \cdot h \right)$$

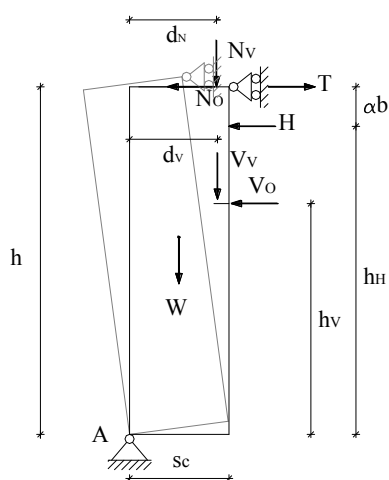


Figura 19. Schema di calcolo

Nelle espressioni precedenti i termini assumono il consueto significato, con pesi e azioni trasmesse dagli orizzontamenti valutati prefissando un'adeguata lunghezza, circa un metro dalla parete di controvento chiamata a sopportare la spinta: si noti che nell'equazione di equilibrio non compaiono i termini legati all'inerzia dei carichi verticali essendo l'azione sismica parallela allo stesso controvento.

L'altezza $h_H = h - \alpha b$ viene calcolata dopo aver fissata l'altezza b della fascia muraria coinvolta nel cinematisma. Il parametro α vale 0,5 se la fascia è rettangolare, 0,33 se è triangolare.

2.5.2. Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata

Il meccanismo di flessione orizzontale di parete monolitica vincolata alle murature ad essa ortogonali ed efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti in direzione parallela al piano della parete stessa è riscontabile frequentemente nei centri storici per le pareti di facciata di celle intercluse in edifici a schiera e trattenute da tiranti metallici. Il meccanismo è favorito dalla presenza di elementi spingenti in testa alla struttura muraria (coperture spingenti) ed impegna la resistenza fuori dal piano della parete investita dal sisma attraverso l'istaurarsi di un effetto arco orizzontale nello spessore della stessa.

Quando la parete interessata dal meccanismo risulta efficacemente confinata, la spinta H che si manifesta alle imposte dell'arco di scarico risulta completamente bilanciata dalle pareti contigue.

Anche qui si deve preliminarmente verificare la capacità dei vincoli di sopportare la componente T , per escludere la possibilità di ribaltamento. In queste condizioni il meccanismo di flessione orizzontale si attiva quando lo schiacciamento della muratura, dovuto allo stato di sollecitazione che ne nasce nella parete ad opera delle azioni ad essa ortogonali, determina la formazione di cerniere plastiche e quindi l'attivazione del cinematismo.

L'analisi consiste quindi nel verificare lo stato tensionale della muratura per determinare le condizioni di carico che determinano la rottura del materiale in corrispondenza delle zone in cui la parete è soggetta a forti tensioni di compressione.

Si prenda in esame una fascia muraria di altezza b (generalmente la fascia soprafinestra) e spessore s compresa tra due tiranti posti ad una distanza L assumendo le seguenti ipotesi:

- muratura a comportamento isotropo non resistente a trazione;
- formazione di cerniere plastiche in mezzzeria ed in prossimità dei tiranti;
- cinematismo di collasso con due blocchi rigidi e centro di rotazione in mezzzeria;

- curva delle pressioni nella muratura con profilo parabolico e freccia massima in mezzeria;
- tensione a rottura della muratura paria a σ_r .

I carichi applicati all'elemento strutturale sono rappresentati dalle azioni sismiche dovute all'inerzia della fascia di muratura e del solaio, o della copertura su di essa gravante, e da eventuali spinte statiche determinate da coperture spingenti.

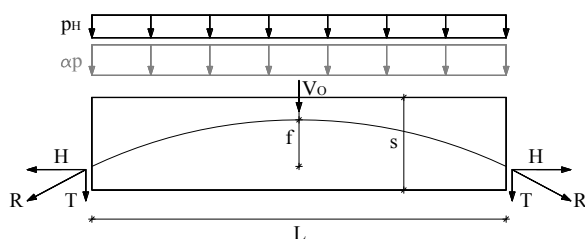


Figura 20. Schema di calcolo

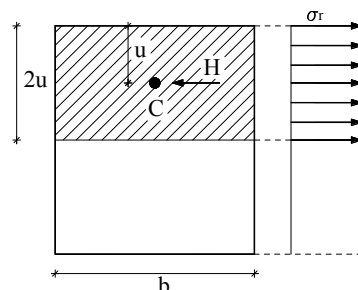


Figura 21. Sezione di mezzeria

Dove :

- $p = \gamma bs + p_S l$ è il carico verticale applicato all'elemento murario per unità di lunghezza, con: γ peso specifico della muratura, b altezza della fascia, s spessore della parete, p_S carico trasmesso dal solaio o dalla copertura per metro quadro, l profondità dell'area di influenza del solaio;
- P_H è l'eventuale componente orizzontale, per unità di lunghezza, dell'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- V_O è l'eventuale componente orizzontale, concentrata, dall'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- f è la freccia dell'arco.

Al variare del moltiplicatore α_0 varia l'andamento della curva delle pressioni all'interno dello spessore murario, e quindi la freccia f . Risulta anche incognita l'altezza $2u$ della sezione reagente. In condizioni limite, con formazione di cerniere plastiche in mezzeria e alle sezioni di imposta dell'arco, risulta:

$$H = \frac{(\lambda \cdot p + p_H) \cdot L^2 + 2 \cdot V_O \cdot L}{8 \cdot f}$$

La forza normale massima sopportabile dalla sezione vale

$$H_u = 2 \cdot \sigma_r \cdot u \cdot b$$

Dall'uguaglianza tra le due equazioni e supponendo $u = (s - f)/2$ si ricava

$$\alpha_0 = \frac{16 \cdot u \cdot b \cdot (s - 2 \cdot u)}{p \cdot L^2} - \frac{p_H \cdot L + 2 \cdot F_H}{p \cdot L}$$

La freccia f e l'altezza $2u$ della sezione reagente dipendono dal carico orizzontale e dalla resistenza della muratura, oltre che dalla geometria della parete. In ogni caso α_0 non può superare il valore massimo

$$\alpha_{0,max} = \frac{2 \cdot \sigma_r \cdot s^2 \cdot b}{p \cdot L^2} - \frac{p_H \cdot L + 2 \cdot F_H}{p \cdot L}$$

che corrisponde a $u=s/4$. È opportuno stimare il moltiplicatore effettivo considerando più valori di u , tenendo presente che, di solito, valori di u più bassi corrispondono a resistenze ultime della murature più alte.

2.6. MECCANISMI DI SFONDAMENTO DEL TIMPANO

Il meccanismo in questione è associato all'assenza di collegamenti adeguati tra la struttura muraria del timpano e la copertura che poggia su questa; è provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo che determina la formazione dei macroelementi di distacco e la conseguente rotazione degli stessi attorno alle cerniere oblique. Una condizione che favorisce l'innescarsi del meccanismo è la presenza di una trave di colmo di notevoli dimensioni che, in fase sismica, trasmette una elevata spinta alla parete determinando l'instaurarsi delle condizioni di instabilità.

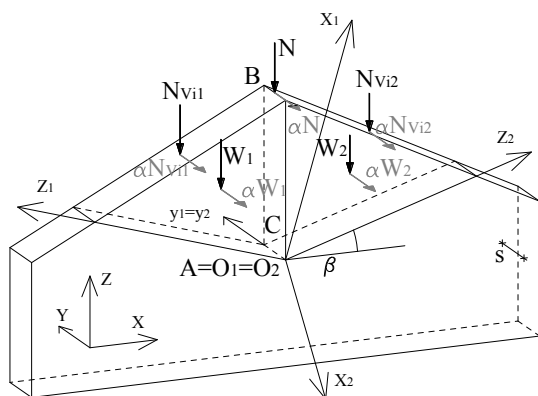


Figura 22. Schemi di calcolo

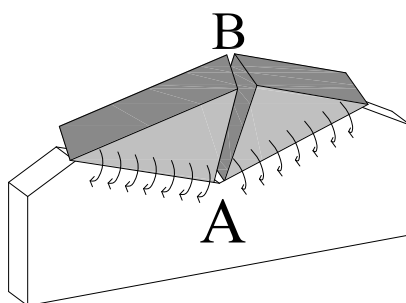
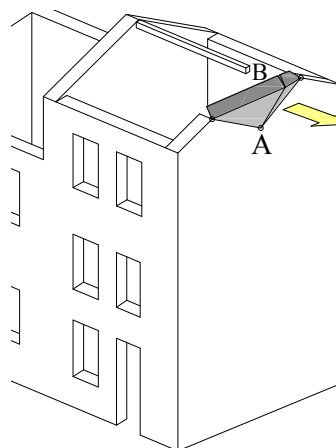


Figura 23. Schematizzazione del cinematisismo

Dove :

- W_i è il peso proprio del macroelemento *i-esimo*;
- N è il carico trasmesso dalla trave di colmo;
- N_{vij} è l' *i-esimo* carico verticale trasmesso in testa al macroelemento *j-esimo*;
- β è l'inclinazione della sezione di frattura che individua il macroelemento rispetto all'orizzontale (inclinazione delle cerniere cilindriche oblique);
- s è lo spessore della parete di timpano;
- d_N è l'arretramento del punto di applicazione del carico trasmesso dalla trave di colmo rispetto alla superficie esterna della parete del timpano;
- d_{ij} è l'arretramento del punto di applicazione dell' *i-esimo* carico verticale in testa al macroelemento *j-esimo* rispetto alla superficie esterna della parete del timpano;
- x_{Gi} è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_i del baricentro del macroelemento *i-esimo* rispetto al proprio polo (punto A);
- x_N è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_i del colmo della parete rispetto al punto A;
- x_{Nvij} è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_j del punto di applicazione dell' *i-esima* forza verticale applicata in testa al macroelemento *j-esimo* rispetto al proprio polo (punto A);
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il problema cinematico (virtuale) del sistema di corpi, viene risolto assegnando una rotazione virtuale $\psi=1$ al corpo 1 attorno al proprio asse di rotazione z_1 . Dalle condizioni di congruenza in corrispondenza della cerniera C e per la simmetria delle traslazioni lungo Y del punto B si ha:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{B1} = -x_{B1} \\ w_{C1} = w_{A1} \end{cases} e \begin{cases} u_{C2} = u_{A2} - \varphi s \\ v_{B2} = -\varphi \cdot x_{B1} \\ w_{C2} = w_{A2} \end{cases} e \begin{cases} u_{A2} = 0 \\ \varphi = 1 \\ w_{A1} = w_{A2} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \end{cases}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione espressi nel sistema di riferimento globale, nel quale sono anche riferite le azioni, valgono:

		Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
Corpo 1	W₁	$\delta_{W1x1} = s/2 \Rightarrow \delta_{W1Z} = (s/2) \cdot \cos \beta;$	$\delta_{W1y1} = \delta_{W1Y} = x_{G1};$	$\delta_{W1z1} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \delta_{W1Z} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta;$
	N_{vi1}	$\delta_{N_{vi1}x1} = d_{i1} \Rightarrow \delta_{N_{vi1}Z} = d_{i1} \cdot \cos \beta;$	$\delta_{N_{vi1}y1} = \delta_{N_{vi1}Y} = -x_{N_{vi1}};$	$\delta_{N_{vi1}z1} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \delta_{N_{vi1}Z} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta;$
	N	$\delta_{Nx1} = d_N \Rightarrow \delta_{NZ} = d_N \cdot \cos \beta;$	$\delta_{Ny1} = \delta_{NY} = -x_N;$	$\delta_{Nz1} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \delta_{NZ} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta;$
Corpo 2	W₂	$\delta_{W2x2} = -s/2 \Rightarrow \delta_{W2Z} = (s/2) \cdot \cos \beta;$	$\delta_{W2y2} = \delta_{W2Y} = -x_{G2};$	$\delta_{W2z2} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \delta_{W2Z} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta;$
	N_{vi2}	$\delta_{N_{vi2}x2} = -d_{i2} \Rightarrow \delta_{N_{vi2}Z} = d_{i2} \cdot \cos \beta;$	$\delta_{N_{vi2}y2} = \delta_{N_{vi2}Y} = -x_{N_{vi2}};$	$\delta_{N_{vi2}z2} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \delta_{N_{vi2}Z} = s \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{sen} \beta;$

Momento stabilizzante

$$M_S = W_1 \cdot \delta_{W1Z} + W_2 \cdot \delta_{W2Z} + N \cdot \delta_{NZ} + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot \delta_{N_{vij}Z} = (W_1 + W_2) \cdot \left(\frac{s}{2} \cos \beta + w \right) + N \cdot (d_N \cos \beta + w) + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot (d_{i,j} \cos \beta + w)$$

Momento ribaltante

$$\alpha_0 \cdot M_D = - \left(W_1 \cdot \delta_{W1Y} + W_2 \cdot \delta_{W2Y} + N \cdot \delta_{NY} + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot \delta_{N_{vij}Y} \right) = \left(W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot x_{G2} + N \cdot x_N + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot x_{N_{vij}} \right)$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il valore del moltiplicatore α_0

$$\alpha_0 = \frac{M_S}{M_D}$$

$$= \frac{(W_1 + W_2) \cdot \left(\frac{s}{2} \cos\beta + w\right) + N \cdot (d_N \cos\beta + w) + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot (d_{i,j} \cos\beta + w)}{W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot x_{G2} + N \cdot x_N + \sum_{i,j} N_{vij} \cdot x_{Nvij}}$$

Dove il termine $w = s \cdot \tan\beta \cdot \sin\beta$.

2.7. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO

I meccanismi di ribaltamento composto si manifestano attraverso la rotazione rigida delle pareti investite dall'azione sismica attorno a cerniere cilindriche orizzontali ed il trascinamento di porzioni di muratura appartenenti alle pareti di controvento. L'attivazione di cinematismi di questo tipo richiede la presenza di un buon ammorsamento delle pareti ortogonali coinvolte, garantito da cantonali correttamente eseguiti, con assenza di connessioni efficaci in testa al macroelemento ribaltante, come nel caso del ribaltamento semplice. Il meccanismo è favorito poi, oltre che dalla presenza di coperture spingenti, anche dalla scadente fattura delle pareti di controvento.

2.7.1. *Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano*

In questo caso l'assenza di trattenimento in testa all'elemento ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio, dove il ribaltamento dell'intera parete o di porzione di essa può essere agevolata da una copertura spingente.

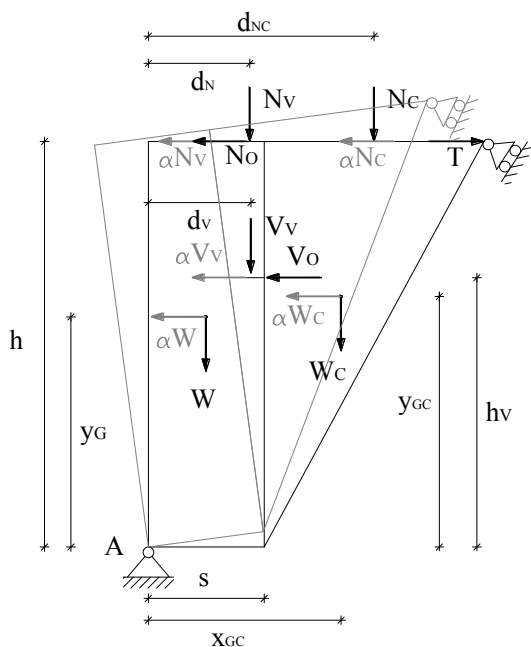


Figura 24. Schema di calcolo

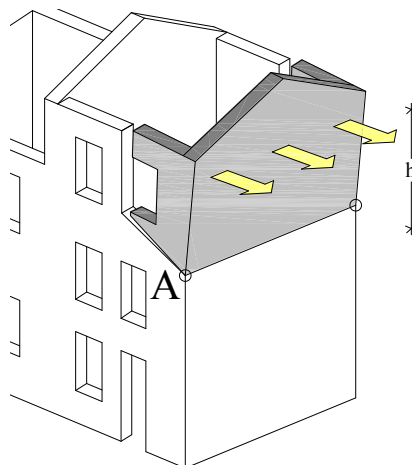


Figura 25. Schematizzazione del cinematisma

Dove :

- W è il peso della parete di facciata;
- W_C è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte agenti su di esso)
- V_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- V_O è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- N_V è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- N_C è il peso del solaio agente sul cuneo calcolato in base all'area di influenza;
- N_O è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T è l'azione massima dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera in A;
- d_N è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A;
- d_V è la distanza orizzontale della cerniera A dal punto di applicazione di N_V ;
- d_{NC} è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sul cuneo di distacco rispetto alla cerniera A;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A;
- x_{Gc} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- y_{Gc} è l'altezza del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il moltiplicatore di collasso α_0 si ricava da un'equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A.

Il momento stabilizzante è dato da :

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{S}{2} + V_V \cdot d_V + W_C \cdot x_{GC} + N_V \cdot d_N + N_C \cdot d_{NC} + T \cdot h$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \cdot [W \cdot y_G + W_C \cdot y_{GC} + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h + N_C \cdot h] + V_O \cdot h_V + N_O \cdot h$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot \frac{S}{2} + V_V \cdot d_V + W_C \cdot x_{GC} + N_V \cdot d_N + N_C \cdot d_{NC} + T \cdot h - V_O \cdot h_V - N_O \cdot h}{W \cdot y_G + W_C \cdot y_{GC} + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h + N_C \cdot h}$$

È possibile determinare il valore del tiro minimo da assegnare alla catena presente al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un' assegnato input sismico:

$$T_{min} = \frac{\alpha_{0min}}{h} \cdot (W \cdot y_G + W_C \cdot y_{GC} + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h + N_C \cdot h) + \frac{1}{h} \cdot (V_O \cdot h_V + N_O \cdot h - W \cdot \frac{S}{2} - V_V \cdot d_V - W_C \cdot x_{GC} - N_V \cdot d_N - N_C \cdot d_{NC})$$

2.7.2. Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani

In questo caso in corrispondenza dei solai l'edificio è privo di dispositivi in grado di contrastare il ribaltamento della parete su diversi livelli. In tal caso bisogna considerare la possibilità che la parete, sottoposta anche alla spinta sismica esercitata dai solai, subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, coinvolgendo più piani dell'edificio.

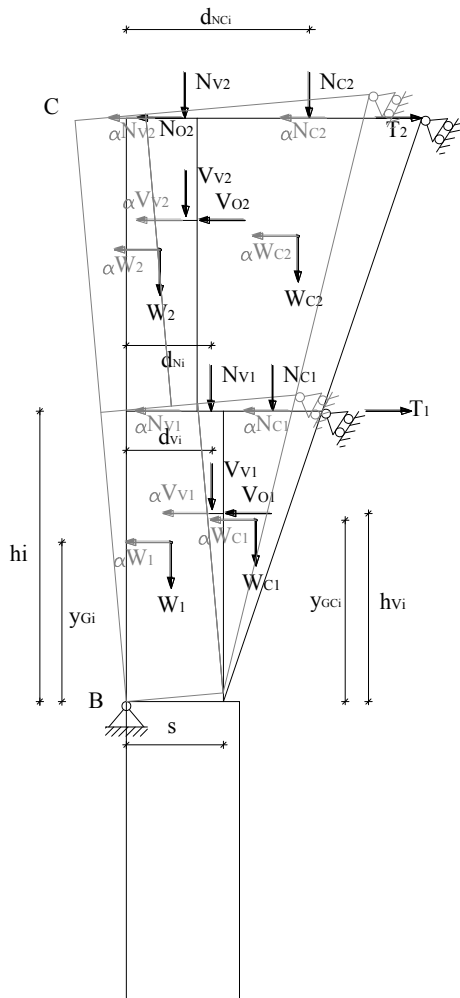


Figura 26. Schema di calcolo

- s_i è lo spessore della parete al piano *i-esimo*; d_{NCi} è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sul cuneo di distacco rispetto alla cerniera B;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano *i-esimo* rispetto alla cerniera in B;
- x_{Gci} è la distanza orizzontale del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i-esimo* rispetto alla cerniera in B;
- y_{Gci} è l'altezza del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i-esimo* rispetto alla cerniera in B;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il momento stabilizzante è dato da :

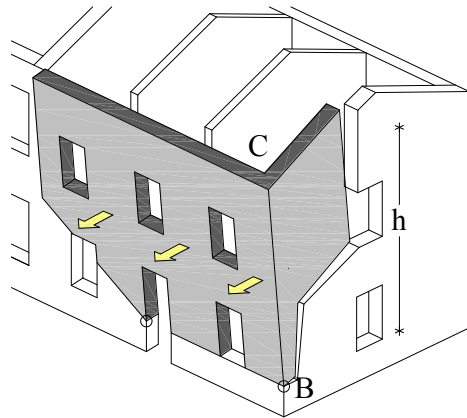


Figura 27. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano *i-esimo*;
- W_{Ci} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano *i-esimo*;
- V_{oi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano *i-esimo*;
- N_{vi} è il peso del solaio agente sulla parete al piano *i-esimo* calcolato in base all'area di influenza;
- N_{ci} è il peso del solaio agente sulla porzione del cuneo di distacco al piano *i-esimo* calcolato in base all'area di influenza;
- T_i è l'azione massima dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete al piano *i-esimo*;

$$M_{S(A)} = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n W_{Ci} \cdot x_{Gi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot d_{Ni} \\ + \sum_{i=1}^n N_{Ci} \cdot d_{NCi} + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n W_{Ci} \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot h_{Vi} \right. \\ \left. + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n N_{Ci} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n V_{Oi} \cdot h_{Vi} + N_O \cdot h_i$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i V_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Ci} x_{Gi} + \sum_i N_{Vi} d_{Ni} + \sum_i N_{Ci} d_{NCi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i V_{Oi} h_{Vi} - N_O h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Ci} y_{Gi} + \sum_i V_{Vi} h_{Vi} + \sum_i N_{Vi} h_i + \sum_i N_{Ci} h_i}$$

È possibile determinare i valore dei tiri minimi da assegnare alle catene presenti al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un' assegnato input sismico. I bracci delle forze considerate sono calcolati rispetto alla posizione corrente assunta nel cinematismo di volta in volta considerato. Riguardo a quest'ultima osservazione è infatti opportuno richiamare che il tiro a ciascun livello i-esimo è calcolato in modo tale da contrastare l'attivazione di un cinematismo associato alla formazione della cerniera alla base del livello di volta in volta considerato. Pertanto si precisa come, al variare dell'indice i , i bracci del sistema di forze agenti debbano essere coerentemente aggiornati.

Si procede in primo luogo al calcolo del tiro della catena dell'ultimo livello ($n=2$):

$$T_{2min} = \frac{\alpha_{0min2}}{h_2} \cdot (W_2 \cdot y_{G2} + W_{C2} \cdot y_{GC2} + V_{V2} \cdot h_{V2} + N_{V2} \cdot h_2 + N_{C2} \cdot h_2) + \frac{1}{h_2} \cdot \left(V_{O2} \cdot h_{V2} + N_{O2} \cdot h_2 - W_2 \cdot \frac{s_2}{2} - V_{V2} \cdot d_{V2} - W_{C2} \cdot x_{GC2} - N_{V2} \cdot d_{N2} - N_{C2} \cdot d_{NC2} \right)$$

Noto T_2 , si procede poi al calcolo del tiro T_1 (valida per $i=1, n-1$):

$$T_{1min} = \frac{\alpha_{0min1}}{h_1} \sum_{i=1}^n (W_i \cdot y_{Gi} + V_{Vi} \cdot h_{Vi} + W_{Ci} \cdot y_{Gi} + N_{Vi} \cdot h_i + N_{Ci} \cdot h_i) - \frac{1}{h_1} \left\{ T_2 \cdot h + \sum_{i=1}^n \left(W_i \cdot \frac{s_i}{2} + V_{Vi} \cdot d_{Vi} + W_{Ci} x_{Gi} + N_{Vi} \cdot d_{Ni} + N_{Ci} d_{NCi} - V_{Oi} \cdot h_{Vi} - N_{O} \cdot h_i \right) \right\}$$

2.8. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO (DOPPIA DIAGONALE)

Rispetto al caso precedente questo tipo di meccanismo si manifesta con il ribaltamento della parete di facciata accompagnato dal distacco e trascinalamento di un elemento a doppi diagonale appartenente alla parete di controvento. La forma del macroelemento così definita è dovuta generalmente alla presenza di solai rigidi, solitamente realizzati in laterocemento o comunque dotati di una soletta armata, o cordoli in c.a. non efficacemente ancorati alla muratura sottostante; questi, pur non rappresentando un vincolo al ribaltamento della parete di facciata, ma in presenza di cantonali correttamente eseguiti, impediscono l'innalzamento della porzione superiore di muratura della parete di spinta.

2.8.1. *Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale a doppia diagonale ad un piano*

In questo caso le condizioni di vincolo che consentono l'attivazione del meccanismo di ribaltamento di cuneo a doppia diagonale riguardano la struttura muraria compresa tra due orizzontamenti di un edificio.

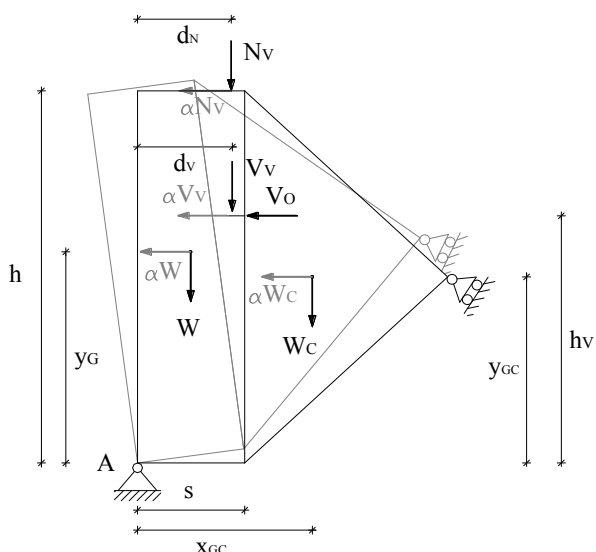


Figura 28. Schema di calcolo

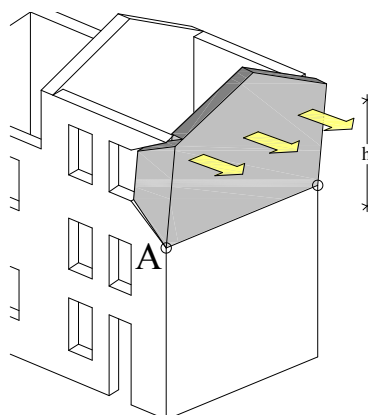


Figura 29. Schematizzazione del cinematismo

Dove :

- W è il peso della parete di facciata;
- W_C è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte agenti su di esso)
- V_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- V_O è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- N_V è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A;
- h_v è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera in A;
- d_N è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A;
- d_v è la distanza orizzontale della cerniera A dal punto di applicazione di N_V ;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A;
- x_{GC} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- y_{GC} è l'altezza del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il moltiplicatore di collasso α_0 si ricava da un'equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A.

Il momento stabilizzante è dato da :

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{S}{2} + V_V \cdot d_V + W_C \cdot x_{GC} + N_V \cdot d_N$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \cdot [W \cdot y_G + W_C \cdot y_{GC} + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h] + V_O \cdot h_V$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot \frac{S}{2} + V_V \cdot d_V + W_C \cdot x_{GC} + N_V \cdot d_N - V_O \cdot h_V}{W \cdot y_G + W_C \cdot y_{GC} + V_V \cdot h_V + N_V \cdot h}$$

2.8.2. *Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani*

In questo caso le condizioni di vincolo che consentono l'attivazione del meccanismo di ribaltamento di cuneo a doppia diagonale riguardano più livelli di un edificio. Si tratta generalmente di quei casi in cui la struttura muraria è caratterizzata da cantonali ben realizzati e dalla presenza di una copertura rigida mal collegata alle murature o, comunque, dalla presenza di efficace collegamento tra le murature e gli orizzontamenti soltanto ad alcuni livelli dell'edificio. In questi casi bisogna considerare la possibilità che il cinematismo in questione possa interessare l'intera facciata dell'edificio oppure più di un piano dello stesso.

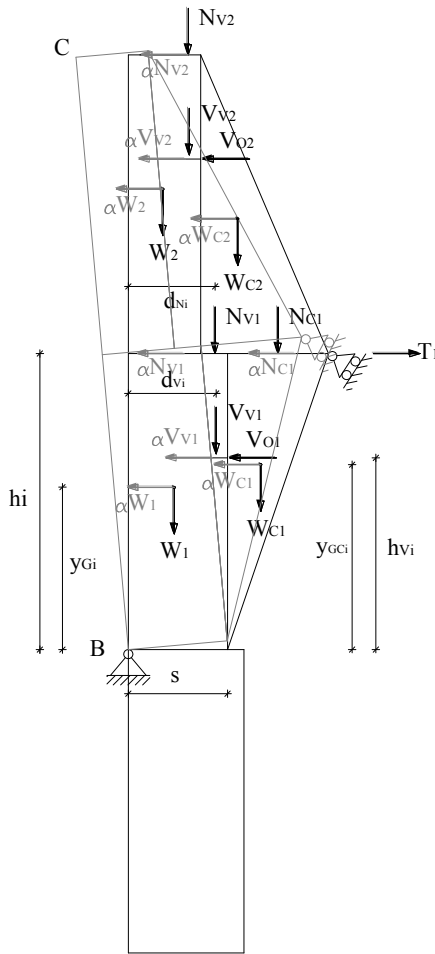


Figura 30. Schema di calcolo

- s_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- $d_{N_{Ci}}$ è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sul cuneo di distacco rispetto alla cerniera B;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- $x_{G_{Ci}}$ è la distanza orizzontale del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- $y_{G_{Ci}}$ è l'altezza del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera in B;
- α_0 è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il momento stabilizzante è dato da :

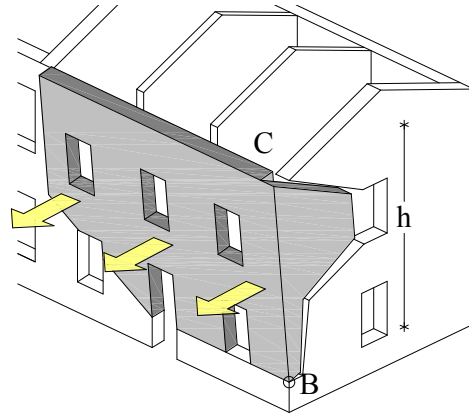


Figura 31. Schematizzazione del cinemismo

Dove :

- n è il numero di piani interessati dal cinemismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo;
- W_{Ci} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo;
- V_{oi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- N_{vi} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo calcolato in base all'area di influenza;
- N_{ci} è il peso del solaio agente sulla porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo calcolato in base all'area di influenza;
- T_i è l'azione massima dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete al piano i -esimo;

$$M_{S(A)} = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n W_{Ci} \cdot x_{Gi} + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot d_{Ni} \\ + \sum_{i=1}^n N_{Ci} \cdot d_{NCi} + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n W_{Ci} \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n V_{Vi} \cdot h_{Vi} \right. \\ \left. + \sum_{i=1}^n N_{Vi} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n N_{Ci} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n V_{Oi} \cdot h_{Vi}$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i V_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Ci} x_{Gi} + \sum_i N_{Vi} d_{Ni} + \sum_i N_{Ci} d_{NCi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i V_{Oi} h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Ci} y_{Gi} + \sum_i V_{Vi} h_{Vi} + \sum_i N_{Vi} h_i + \sum_i N_{Ci} h_i}$$

È possibile determinare i valore dei tiri minimi da assegnare alle catene presenti al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un' assegnato input sismico. I bracci delle forze considerate sono calcolati rispetto alla posizione corrente assunta nel cinematismo di volta in volta considerato. Riguardo a quest'ultima osservazione è infatti opportuno richiamare che il tiro a ciascun livello i -esimo è calcolato in modo tale da contrastare l'attivazione di un cinematismo associato alla formazione della cerniera alla base del livello di volta in volta considerato. Pertanto si precisa come, al variare dell'indice i , i bracci del sistema di forze agenti debbano essere coerentemente aggiornati.

Si procede in primo luogo al calcolo del tiro della catena dell'ultimo livello ($n=2$):

$$T_{2min} = \frac{\alpha_{0min2}}{h_2} \cdot (W_2 \cdot y_{G2} + W_{C2} \cdot y_{GC2} + V_{V2} \cdot h_{V2} + N_{V2} \cdot h_2) + \frac{1}{h_2} \cdot (V_{O2} \cdot h_{V2} - W_2 \cdot \frac{s_2}{2} - V_{V2} \cdot d_{V2} - W_{C2} \cdot x_{GC2} - N_{V2} \cdot d_{N2})$$

Noto T_2 , si procede poi al calcolo del tiro T_1 (valida per $i=1, n-1$):

$$T_{1min} = \frac{\alpha_{0min1}}{h_1} \sum_{i=1}^n (W_i \cdot y_{Gi} + V_{Vi} \cdot h_{Vi} + W_{Ci} \cdot y_{Gi} + N_{Vi} \cdot h_i + N_{Ci} \cdot h_i) - \frac{1}{h_1} \left\{ T_2 \cdot h + \sum_{i=1}^n \left(W_i \cdot \frac{s_i}{2} + V_{Vi} \cdot d_{Vi} + W_{Ci} x_{Gi} + N_{Vi} \cdot d_{Ni} + N_{Ci} d_{NCi} - V_{Oi} \cdot h_{Vi} - N_{O} \cdot h_i \right) \right\}$$

2.8.3. Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Tra i meccanismi di ribaltamento composto viene considerato anche quello che prevede il ribaltamento della parete alta del cantonale degli edifici, generalmente determinato dalla spinta dei puntoni dei tetti a padiglione. Tale meccanismo si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura nelle pareti concorrenti nell'angolo libero, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo.

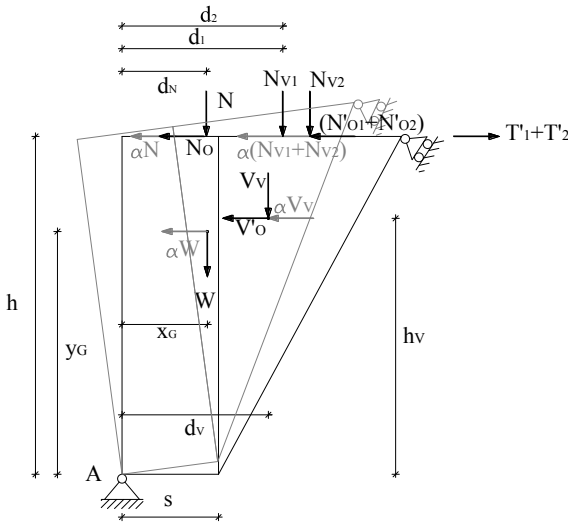


Figura 32. Proiezione nel piano

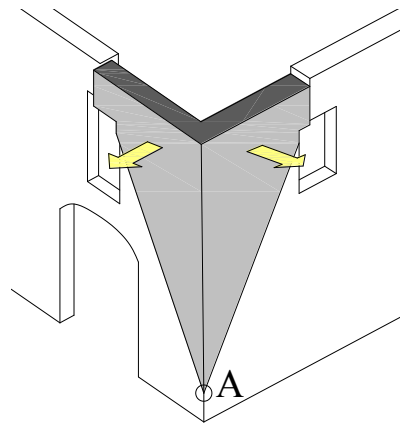


Figura 33. Schematizzazione del cinematismo

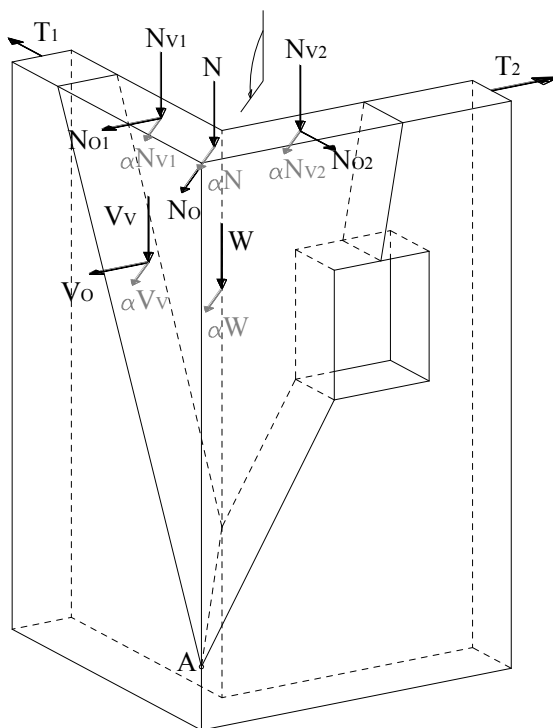


Figura 34. Schema di calcolo

Dove :

- **W** è il peso proprio del cuneo di distacco;
- **N** è il carico verticale trasmesso dal puntone del tetto sul cantonale;
- **N_{oi}** è la spina statica trasmessa dal puntone sul cantonale nella direzione del ribaltamento;
- **V_v** è la componente verticale della spinta di archi o volte agente su una delle pareti ortogonali convergenti nello spigolo;
- **V'_o** è la proiezione nella direzione del ribaltamento della componente orizzontale della spina di archi o volte sulla parete, valutata come: $V'_o = (\sqrt{2}/2)V_o$;
- **N_{vi}** è il carico verticale trasmesso in testa alla parete *i-esima* convergente nell'angolata;
- **N'_{oi}** è la proiezione nella direzione del ribaltamento della spinta statica trasmessa dalla copertura alla parete *i-esima*, pari a :
 - $N'_{oi} = (\sqrt{2}/2)N_{oi}$;
 - **T'_i** è la proiezione nella direzione del ribaltamento dell'azione trasferita dall' *i-esimo* tirante in testa al macroelemento, pari a : $T'_i = (\sqrt{2}/2)T_i$;
- **h** è l'altezza del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A;
- **h_v** è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera in A;
- **d_i** è la distanza orizzontale , misurata nella direzione del ribaltamento, del punto di

applicazione dell'azione verticale trasferiti da archi o volte su una delle pareti convergenti nello spigolo rispetto alla cerniera in A

- x_G è la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;

Il braccio orizzontale x del generico carico verticale rispetto alla cerniera in A può essere valutato con la relazione:

$$x = D + \sqrt{2}/2 \cdot (d - a)$$

In cui:

- D è la misura della diagonale del cantonale, pari a: $D = \sqrt{2} \cdot s$;
- s è lo spessore delle pareti ortogonali convergenti nell'angolata (considerato uguale);
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del generico carico dall'intersezione muraria, misurata nella direzione della parete interessata dal carico e valutata, con segno (positivo in verso uscente dal cantonale), a partire dallo spigolo interno del muro;
- a rappresenta l'arretramento del punto di applicazione del generico carico rispetto allo spessore murario, misurato a partire dalla superficie interna della parete.

Il momento stabilizzante è dato da :

$$M_{S(A)} = W \cdot x_G + V_V \cdot d_V + N \cdot d_N + N_{V1} \cdot d_1 + N_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{D(A)} = \alpha_0 \cdot [W \cdot y_G + V_V \cdot h_V + (N + N_{V1} + N_{V2}) \cdot h] + V'_o \cdot h_V + (N_o + N'_{o1} + N'_{o2}) \cdot h$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot x_G + V_V \cdot d_V + N \cdot d_N + N_{V1} \cdot d_1 + N_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h - V'_o \cdot h_V - (N_o + N'_{o1} + N'_{o2}) \cdot h}{W \cdot y_G + V_V \cdot h_V + (N + N_{V1} + N_{V2}) \cdot h}$$

2.9. ANALISI CINEMATICA NON LINEARE (CALCOLO DELLA CAPACITÀ DI SPOSTAMENTO DELLA STRUTTURA)

2.9.1. *Relazione tra il moltiplicatore α e lo spostamento*

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α_0 , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore α_0 può essere valutato utilizzando l'equazione dei lavori virtuali, riferendosi alla geometria variata. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0})$$

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $q_{k,0}$, applicando il Principio dei Lavori Virtuali, avendo posto $\alpha=0$, e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita $\theta_{k,0}$ (C8A.4.2.1 Circolare n 617 del 2/2/09 [3]).

$$Ms = \sum_i P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i + \theta_{k0})$$

Dove :

- R_i è il raggio che unisce il polo A al punto di applicazione della forza P_i ;
- β_i è l'angolo che il raggio forma con l'orizzontale.

Dalla quale si ricava l'incognita θ_{k0} . Determinata la rotazione finita θ_{k0} si può ricavare il corrispondente spostamento d_{k0} . Come punto di controllo è assunto il baricentro delle forze verticali, la cui altezza rispetto al polo di rotazione è:

$$h_{bar} = \frac{M_{bar}}{P_{tot}}$$

Lo spostamento d_{k0} del punto di controllo che si ha in corrispondenza dell'annullamento di ogni capacità del sistema di sopportare azioni orizzontali è quindi:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin(\theta_{k0})$$

Avendo seguito passo-passo le successive configurazioni variate del sistema in esame, è nota con precisione la variazione del coefficiente di collasso α al variare di θ_k ; è di conseguenza noto anche il legame tra α e lo spostamento generalizzato d_k del punto di controllo della struttura ed è quindi possibile definire la curva ad esso relativa.

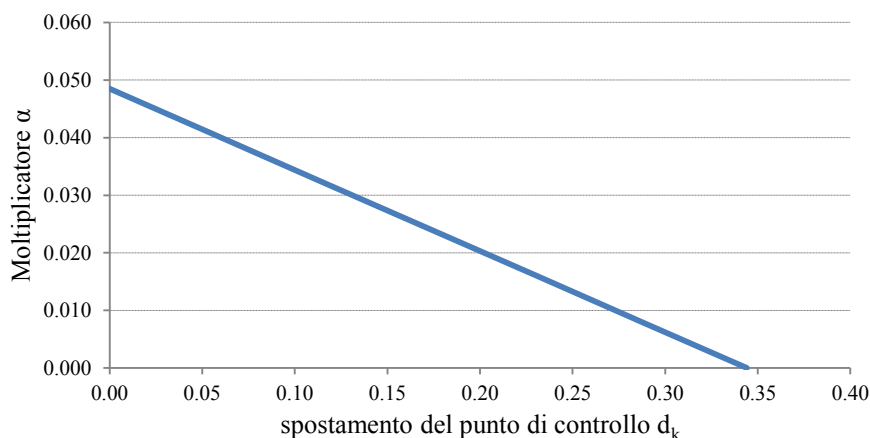


Figura 35. Curva $\alpha - d_k$

2.9.2. *Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)*

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematiso M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematiso, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

la frazione di massa partecipante della struttura vale :

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

- g è l'accelerazione di gravità;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

dove n , m , P_i , $\delta_{x,i}$ sono definiti come sopra e $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k , nel nostro caso del baricentro delle forze verticali $\delta_{x,k} = \frac{h_{bar}}{h_{tot}}$

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (C8A.4.2 [3]), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \left(1 - d^*/d_0^*\right)$$

dove: d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

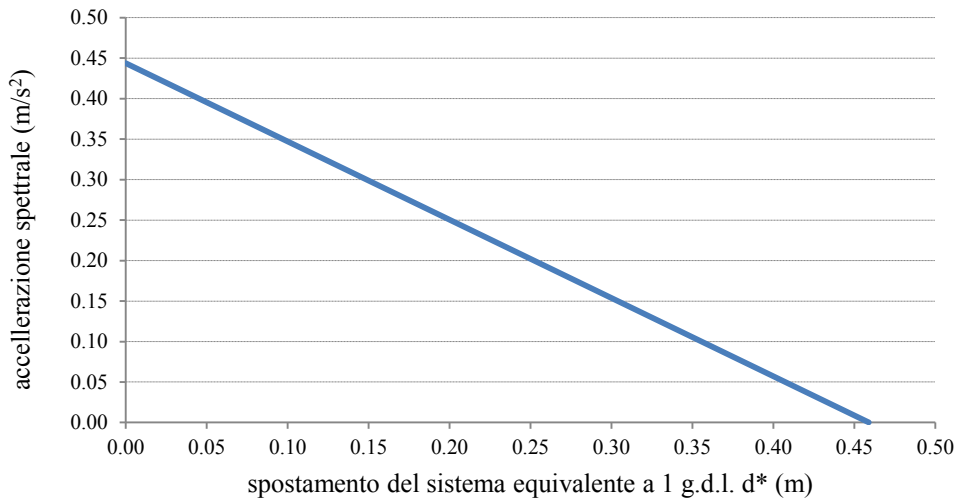


Figura 36. Curva $a^* - d^*$

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno e Stato limite di salvaguardia della vita (rispettivamente SLD e SLV, §§ 2.1 e 2.2 della norma[2]) è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0 , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale du , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti: a) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso; b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

2.10. VERIFICHE DI SICUREZZA

2.10.1. *Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)*

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti degli Stati limite di salvaguardia della vita e di collasso è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa le seguenti disuguaglianze:

$$\begin{array}{cc} \text{SLD} & \text{SLV} \\ a_0^* \geq a_g(P_{VR})S & a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} \end{array}$$

dove:

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- q è il fattore di struttura.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo.

Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare anche:

$$\begin{array}{cc}
 \text{SLD} & \text{SLV} \\
 a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma & a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}
 \end{array}$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R , calcolato per il periodo T_1 ;
- $T = 0,05 \cdot H^{\frac{3}{4}}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura: nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza, rispetto alla fondazione, della cerniera A);

- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N / (2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

2.10.2. *Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)*

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_0^*}}$. La domanda di spostamento $\Delta d(T_s)$ sarà così ottenuta:

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot \left(\frac{T_s}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla precedente, anche :

$$d_u^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1} \right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}}$$

3. CONOSCENZA E MECCANISMI LOCALI :APPLICAZIONI AD UN CASO STUDIO

3.1. INTRODUZIONE

Nel presente capitolo viene presentata l'applicazione dei criteri e delle indicazioni presentati nei primi due capitoli per un aggregato del centro storico del comune de l'Aquila. L'aggregato oggetto di studio, ha subito gravi danni a seguito del terremoto del 6 aprile del 2009 con alcuni crolli che ne hanno compromesso la stabilità strutturale. Le attività di indagine, avviate con sopralluoghi e rilevamenti sul posto nei giorni immediatamente successivi al sisma, sono state condotte attraverso la raccolta di documentazioni che, pur nella limitatezza dei tempi e con le difficoltà logistiche che si possono immaginare, hanno consentito di conoscere l'evoluzione nel tempo dell'aggregato, mettendo in luce preesistenze e successivi ampliamenti.

Punto focale dell'attività di indagine è stata la ricerca degli elementi costruttivi propri della costruzione, dalla sua origine al momento del sisma, con particolare attenzione agli interventi più recenti. Attraverso i vari sopralluoghi eseguiti e la documentazione acquisita si è pervenuti ad una prima interpretazione dei crolli, con possibile individuazione dei meccanismi di collasso attivati, individuando gli elementi strutturali che possono aver giocato un ruolo primario nella dinamica in questione.

3.2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DELL'AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO

3.2.1. *Identificazione dell'aggregato*

I fabbricati facenti parte dell'aggregato oggetto di studio sono situati all'interno del centro storico de L'Aquila, a sud di Piazza del Duomo, nell'area del Palazzo della Prefettura e della Chiesa di San Marco. Zona a media densità abitativa, dove la presenza di beni architettonici è molto diffusa.

L'area si trova nelle vicinanze di quello che è il cuore della città, Piazza del Duomo, con le due importanti chiese, diventate simbolo del terremoto. Ma l'area è caratterizzata da un altro importante edificio, anch'esso simbolo del sisma, il Palazzo della Prefettura, di fronte al Palazzo del Governo vi è piazza San Marco, sulla quale si affacciano l'omonima chiesa e la chiesa di Sant'Agostino, che comprendeva anche il convento diventato poi palazzo della provincia e della prefettura.



Figura 37. Inquadramento geografico dell'aggregato oggetto di studio

L'individuazione cartografica preliminare dell'aggregato è possibile con gli ID (identificativi) attribuiti dal Dipartimento della Protezione Civile riportati sulla Carta Tecnica Regionale.

L'individuazione definitiva va fatta con il numero riportato sulla cartografia pubblicata dal comune di L'Aquila che contiene l'identificazione cartografica degli aggregati sulla base delle proposte presentate dai cittadini

eventualmente rettificate dallo stesso comune. Nella cartografia comunale con il colore verde sono indicati gli aggregati identificati in modo compiuto, con il colore verde chiaro sono indicate le porzioni di aggregato individuate dal comune sulla base delle proposte di aggregato e con il colore grigio gli aggregati non ancora identificati in modo compiuto.

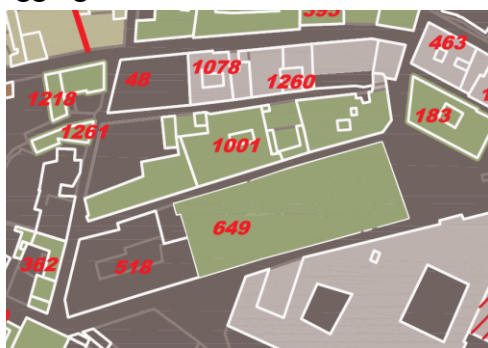


Figura 38. Carta tecnica regionale



Figura 39. Ortofoto dell'aggregato oggetto

L'aggregato in questione identificato con il numero 1001 è delimitato a nord da via dei Donadei a est da via dell'Arcivescovato (zona prefettura) a sud da via degli Alemanni e ad ovest da via Piscignola. Il lotto risulta quindi essere delimitato completamente da strade, che lo separano e isolano dagli isolati limitrofi, rendendolo indipendente e analizzabile in modo unitario separatamente dal contesto.

3.2.2. Area oggetto di studio

L'aggregato è situato su di una zona pianeggiante con una pendenza media di 4° , dalle carte di microzonazione dell'intero territorio aquilano redatte a seguito del sisma del 06 aprile 2009 dalla protezione civile se ne ricava l'assetto geologico del sottosuolo. Gli studi di Microzonazione Sismica consentono di caratterizzare il territorio in prospettiva sismica, individuando e delimitando le aree a comportamento omogeneo, distinguendo tra zone stabili, zone stabili suscettibili di amplificazione locale e zone soggette a instabilità, quali frane, fratturazioni superficiali e liquefazioni del terreno.

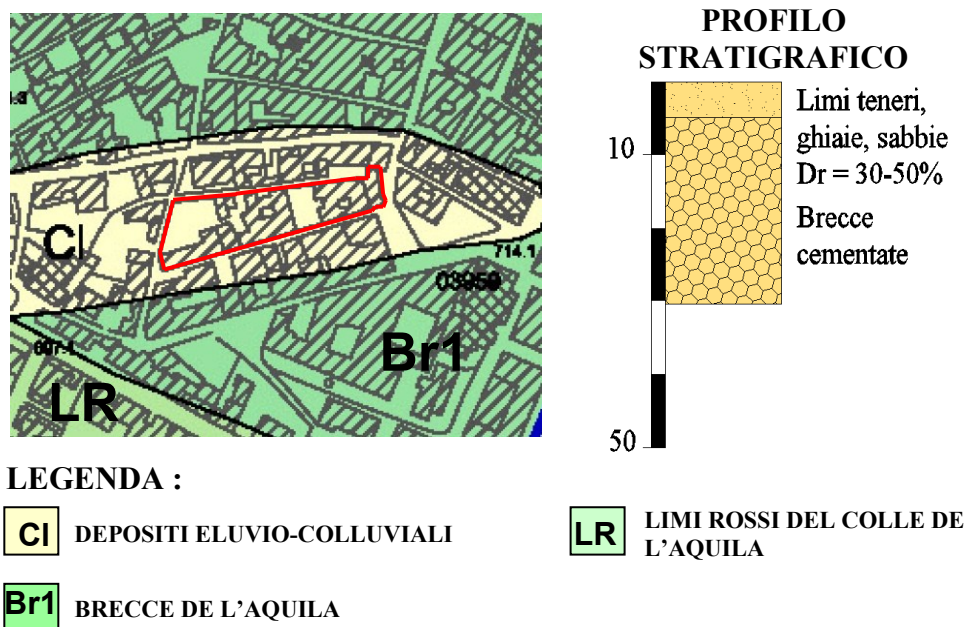


Figura 40. Microzonazione sismica livello 1: centro storico Protezione Civile

L'aggregato è posizionato in una "lingua" di depositi eluvio-colluviali definiti come segue :

Insieme caotico di detriti carbonatici e di selce subangolosi immersi in una matrice a granulometria variabile ma prevalentemente sabbiosa-limosa con, a luoghi, frustoli vegetali. Olocene

Il profilo stratigrafico mostra un primo strato dello spessore di circa 5m costituito da limi teneri, ghiaie e sabbie ed un secondo strato di circa 25 m di brecce cementate, è possibile con queste informazioni ricavare il valore di $V_{s,30}$ necessario per la classificazione dei terreni secondo quanto previsto dalle NTC 2008 [2]. Dalle carte di microzonazione sismica fornite dalla Protezione Civile è possibile leggere i valori di $V_{s,i}$ associati a ciascuno degli strati riscontrati nel profilo stratigrafico.

Unità	Sigla	Litologia	Densità (peso di volume) kN/m ²	Vs (m/s)	Unità geogravimetriche	Densità media	Vs media
Coluvi	Cl	Limi Sabbioso- argillosi	17	150	QI	19.00	500
Detrito di falda	Dt	Ghiaie sabbiose	18	150			
Alluvioni attuali	Al	Alternanza di ghiaie sabbiose e limi argilloso sabbiosi	19	350			
Conoidi del M. Pettino	Co	Brecce calcaree debolmente cementate alternate a limi sabbioso-argillosi	22	800			
Alluvioni terrazzate del F. Vetoio	At	Ghiaie sabbiose debolmente cementate	19.5	350			
Depositi lacustri antichi Auct.	Lac	Limi argillosi alternati a livelli di sabbie	19	500			

Tabella 1. Valori di Vs,i ricavati dalla carta geogravimetrica della Protezione Civile

Secondo quanto prescritto nelle norme NTC, la velocità equivalente delle onde di taglio Vs,30 è definita dall'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} = \frac{30}{\frac{5}{150} + \frac{25}{800}} = 465 \text{ m/s}$$

Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC [2]: il sottosuolo, a partire dal livello del piano di posa delle fondazioni, può essere assimilato a

categoria "B":

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).”

Classificazione delle condizioni topografiche secondo quanto previsto nelle tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC [2]: la superficie topografica, poiché il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante, può essere classificata come appartenente alla

categoria 'T1':

“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”

3.2.2.1. Prove di caratterizzazione

Per la caratterizzazione dell'area oggetto di studio è stata inoltre eseguita una campagna di indagini nell' Aprile 2011 costituita da tre indagini sismiche metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e precisamente in Via Donadei (MASW 1), in Via degli Alemanni (MASW 2) e in Via S. Francesco di Paola (MASW 3) e due indagini sismiche in foro tipo down-hole, in onde P e SH come mostrato nella figura seguente.

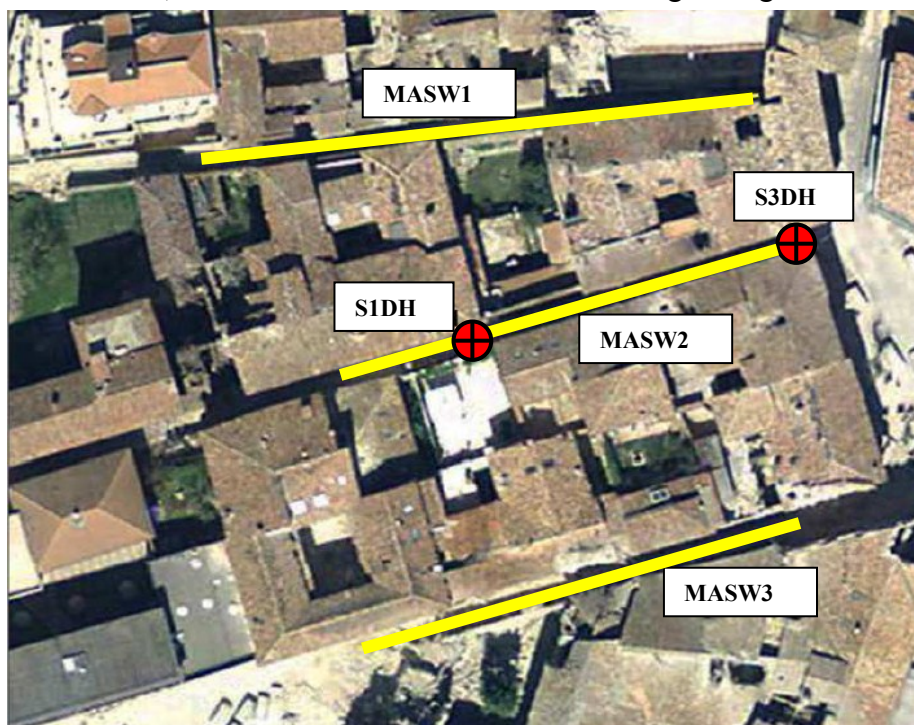


Figura 41. Localizzazione delle indagini eseguite

3.2.2.2. Prove MASW

Scopo delle indagini è stato quello di calcolare, per l'area in oggetto, il parametro Vs30 con cui classificarne sismicamente il suolo ai fini della recente normativa tesa a garantire un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 [15] e successive modificazioni; D.M. 14.01.2008 [2]), desumendolo dall'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità. Le prove MASW permettono di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh e sono state messe a punto negli ultimi decenni. Vista l'estensione dello spazio a disposizione si è utilizzato un passo intergeofonico, per stesa da 24 geofoni, pari a 3 metri (MASW 1) che ha prodotto uno stendimento di 69 metri e pari a 2.5 metri (MASW 2 e MASW 3) che ha prodotto due stendimenti pari a 57.5 metri, sufficienti per poter analizzare la velocità delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m che è l'obiettivo stabilito dalle norme vigenti.

Il risultato finale della fase di acquisizione con la metodica MASW è costituito da una serie di files in formato SEG-2; la qualità del segnale durante l'acquisizione è stata tenuta sotto controllo con un'analisi visuale delle registrazioni. Successivamente i dati MASW sono stati processati separatamente mediante un software specifico, che permette di determinare la curva di dispersione. La curva così ottenuta è stata utilizzata per generare un modello iniziale delle Vs da sottoporre ad inversione per ottenere il valore del Vs30 ai fini dell' O.P.C.M. 3274 [15] e del D.M. 14.01.2008 [2].

I valori di Vs30 calcolati risultano essere:

Vs30 = 479.4 m/s per MASW 1;

Vs30 = 522.6 m/s per MASW 2; CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B

Vs30 = 579.4 m/s per MASW 3.

3.2.2.3. Prove down-hole

Gli scopi di tali indagini sono riassumibili nel seguente modo:

- definizione delle velocità sismiche dei litotipi presenti nel sottosuolo dell'area di indagine;
- caratterizzazione elasto-dinamiche dei litotipi sulla base dei valori di V_p e V_s misurati;
- calcolo del parametro V_{s30} secondo la normativa vigente .

A tal fine sono state eseguite due prospezioni sismiche in foro di tipo down-hole con onde P ed SH (Tabella 2) nel sondaggio S1DH e nel sondaggio S3DH presenti nel sito.

Prova	Tipo di onde	Offset [m]	Numero di scoppi	Passo di acquisizione [m]
S1DH	P	3	33	1
	SH	3	33 x 2	1
S3DH	P	5,5	34	1
	SH	5,5	34 x 2	1

Tabella 2. Caratteristiche di acquisizione del DH.

Dai calcoli delle velocità intervallari sono stati individuati per il sondaggio due sismostrati (strato in cui i materiali hanno le stesse proprietà sismiche). Per ogni sismostrato si è effettuata la parametrizzazione elasto-dinamica utilizzando un valore medio stimato per la densità.

In Tabella 8 sono riportati i risultati della parametrizzazione elasto-dinamica.

Down-Hole	Sismostrato	δ	V_p	V_s	σ
		(kg/m^3)	(m/sec)	(m/sec)	[-]
S1DH	1	1,90	645	357	0.27
	2	1,90	1499	537	0.42
S3DH	1	1,80	1005	389	0.41
	2	2,00	2065	814	0.40

Tabella 3. Parametrizzazione elasto-dinamica

Ai fini dell'applicazione il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore di accelerazione orizzontale massima a cui viene associato un particolare spettro di risposta.

Down Hole	Vs30 (m/s)	CATEGORIA DI SUOLO
S1DH	534	B
S3DH	613	B

Tabella 4. Calcolo del parametro Vs30

3.2.3. *Classificazione sismica dell'area*

Il comune dell'Aquila fu classificato come sismico sin dal terremoto del 1915 del Fucino. Nel 1927 furono introdotte le classi (ovvero zone) sismiche e l'area dell'Aquila posta in classe 2, come quasi tutti i comuni dell'area. Altri 10 comuni della provincia furono classificati solo dopo il 1962; 4 di questi in seguito al terremoto del 1958.

In seguito al terremoto di Irpinia e Basilicata del 1980, nel 1984 tutto il territorio nazionale fu riclassificato con criteri omogenei, sulla base della "Proposta di riclassificazione sismica" del Progetto Finalizzato Geodinamica (GdL, 1980 [12]). Per tutta l'area aquilana fu confermata la classificazione sismica precedente: le aree colpite dai terremoti del 1915 e del 1933 erano zona 1, le altre in zona 2.

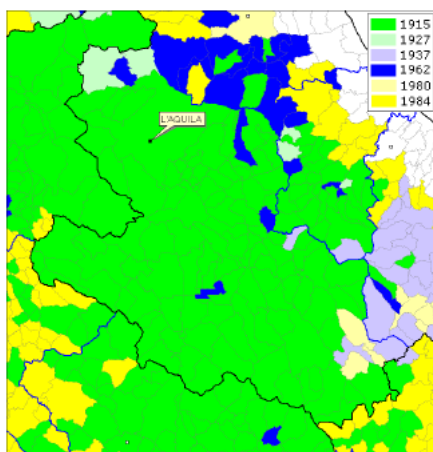


Figura 42. Data di prima classificazione dei comuni aquilani.

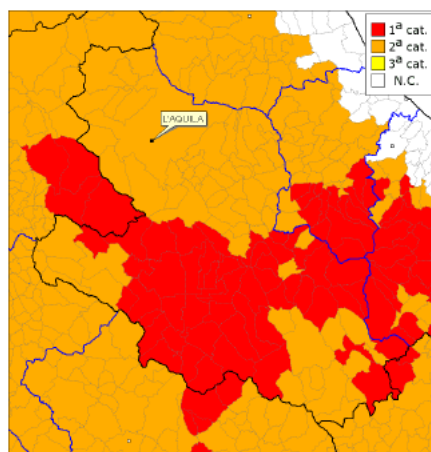


Figura 43. Classificazione sismica vigente dal 1984.

L'Ordinanza PCM 3274/2003 [15] aggiornò l'assegnazione dei comuni alle zone sismiche, combinando la classificazione allora vigente con la "Proposta 1999 [13]" e definendo per la prima volta la zona 4; da allora tutta Italia

appartiene a una delle 4 zone sismiche. Lo stesso provvedimento adottò una nuova normativa sismica, coerente con l'Eurocodice 8 [17], e stabilì i criteri con i quali si sarebbe dovuto realizzare uno studio aggiornato di pericolosità sismica. Per tutta la provincia dell'Aquila venne confermata la classificazione precedente, con l'eccezione dei 6 comuni (Barete, Cagnano Amiterno, Capitignano, Montereale, Pizzoli, Tornimparte) che passarono in zona 1.

Nel corso del 2006 una nuova Ordinanza (OPCM 3519/2006 [16]) ha adottato la mappa di pericolosità sismica MPS04 quale riferimento ufficiale e ha definito i criteri che le Regioni devono seguire per aggiornare le afferenze dei Comuni alle 4 zone sismiche. Tuttavia, questa Ordinanza non obbliga le Regioni a aggiornare tali afferenze. Secondo la mappa MPS04 [14], tutta la zona colpita dal terremoto del 6 aprile, compreso il Comune dell'Aquila, ricade nella fascia ad alta pericolosità sismica. Pertanto, potrebbe essere assegnata per intero alla zona 1.

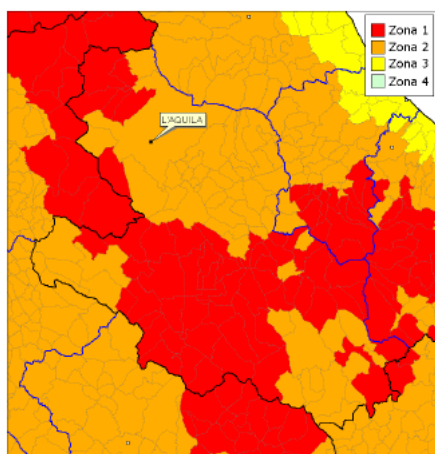


Figura 44. Zone sismiche aggiornate dall'OPCM 3274/2003 [15] e recepite dalle Regioni.

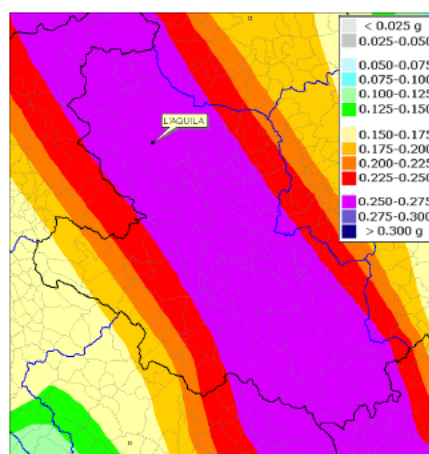


Figura 45. Mappa di pericolosità sismica MPS04 [14]. Accelerazione massima attesa su suolo rigido con una probabilità del 10% in 50 anni.

Tuttavia, a partire dal 2007, una apposita Commissione del Ministero delle Infrastrutture ha avviato la revisione completa della materia, sfociata nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni [2].

3.2.3.1. *L'evento sismico del 2009*

L'area abruzzese colpita dalla sequenza sismica iniziata nel gennaio 2009 è situata all'interno della sezione centrale della dorsale appenninica, catena montuosa formatasi da un processo geodinamico di convergenza tra placca africana e placca europea, iniziato nel Neogene (15-4 milioni di anni fa). L'area colpita più intensamente dalla scossa del 6 aprile corrisponde all'incirca alle valli del fiume Aterno, del suo affluente destro Raio e dell'altopiano che si estende ad ovest di quest'ultima. Nella zona centrale dell'abitato de L'Aquila sono presenti vasti giacimenti associati alla frana paleolitica del Quaternario. Questi depositi sono composti da breccie eterometriche del Pleistocene con vari gradi di consolidamento, note come "Megabreccie", a volte di dimensioni notevoli (fino a diversi metri cubi), comprendenti elementi prevalentemente calcarei immersi in matrici di sabbia limosa. Numerosi terremoti importanti che hanno colpito l'Appennino centrale sono inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani e per ognuno di essi vi è una registrazione della posizione assunta sulla base di osservazioni macrosismiche e una stima di magnitudo Figura 46.

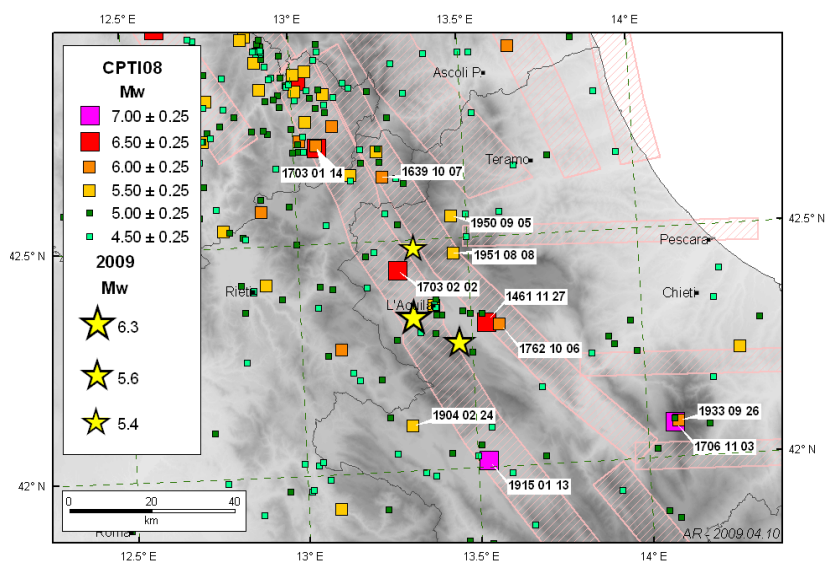


Figura 46. Sismicità dell'area dell'aquilano (www.ingv.it)

Come già accennato la zona de L'Aquila è stata sede di numerosi terremoti e la storia sismica della città è fra le più consistenti fra le storie italiane a partire dal 1300: la città è stata pesantemente danneggiata in occasione dei terremoti del 1349, 1461 e 1703; successivamente è stata oggetto di eventi minori ma frequenti.

ANNO	LOCALITÀ	MAGNITUDO
1349	AQUILANO	6,46
1461	AQUILANO	6,46
1639	AMATRICE	6,26
1703	APPENNINO REATINO	6,81
1703	AQUILANO	6,65
1762	AQUILANO	5,9
1904	MARSICA	5,67
1915	AVEZZANO	6,99
1950	GRAN SASSO	5,73
1951	MONTI DELLA LAGA	5,28

Tabella 5. Principali eventi simici che hanno interessato L'Aquila a partire dal 1300 (www.ingv.it)

Relativamente alla sequenza sismica del 2009 Tabella 6, il mainshock è stato registrato il 6 aprile alle 03:32:39: tale episodio è stato il più forte di una sequenza sismica iniziata nei mesi precedenti, raggiungendo eventi significativi a partire dal 30 marzo.

DATA	ORA	LATITUDINE	LONGITUDINE	PROFONDITÀ	MW
30/03/2009	13:38:38	42.326	13.362	10.6	4.4
06/04/2009	03:32:39	42.334	13.334	8.8	6.3
07/04/2009	17:47:37	42.275	13.464	15.1	5.6
09/04/2009	00:52:59	42.484	13.343	15.4	5.4

Tabella 6. Principali eventi della sequenza sismica del 2009

I dati accelerometrici relativi alla sequenza sismica de L'Aquila, provengono dalla Rete Accelerometrica Nazionale (RAN), gestita dal Dipartimento della Protezione Civile.

L'evento è stato registrato da 57 stazioni, sei delle quali installate nel 2001 nell'Alta Valle dell'Aterno a Nord-Ovest de L'Aquila e una installata in

prossimità del centro urbano: queste stazioni distano meno di 5 km dall'epicentro, ricadendo all'interno della proiezione superficiale del piano di rottura.

In Tabella 7 sono riportati i valori massimi di accelerazione rispetto le tre componenti e la distanza epicentrale con riferimento al main-shock: tutte le stazioni hanno registrato un picco di accelerazione orizzontale superiore a 0,30g; le accelerazioni elevate in direzione orizzontale registrate alla stazione AQV, potrebbero essere dovute ad effetti di amplificazione locali geologici e morfologici.

CODICE STAZIONE	LOCALITÀ	LAT (N)	LONG (E)	PGA (g)			DISTANZA EPICENTRALE	CATEGORIA SOTTOSUOLO
				X dir	Y dir	Zdir		
AQV	L'Aquila- V. Aterno - centro valle	42.377	13.344	0,63	0,60	0,42	4.8	B
AQG	L'Aquila- V. Aterno - colle grilli	42.373	13.337	0,42	0,43	0,22	4.3	A
AQA	L'Aquila - V. Aterno - f.Aterno	42.376	13.339	0,39	0,45	0,38	5.8	B
AQK	L'Aquila centro	42.345	13.401	0,34	0,34	0,35	5.6	B

Tabella 7. Elenco registrazioni accelerometriche

3.2.4. *Rilievo Geometrico*

Il lotto descritto, su cui sorge l'aggregato, è contraddistinto da tre edifici principali interconnessi tra di loro da edifici di grandezza e altezza minore, ci sono ampi spazi non edificati che conferiscono una certa "libertà di movimento" ai tre edifici identificati come principali.



Figura 47. Ortofoto dell'aggregato in oggetto

Per l'identificazione degli edifici si è scelto di utilizzare le particelle catastali che individuano le unità, salvo effettuare, in futuro, una più precisa suddivisione in unità strutturali.

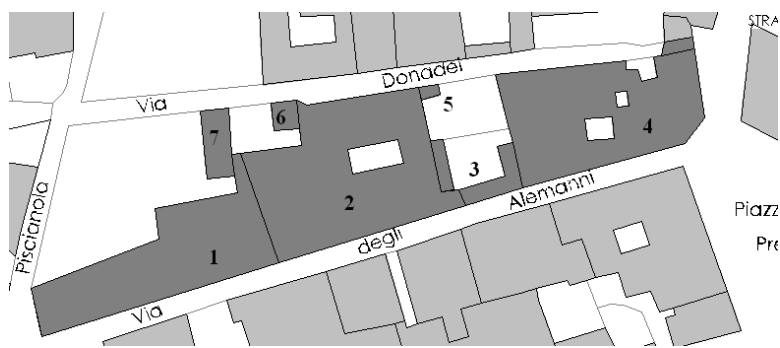


Figura 48. Stralcio planimetrico dell'aggregato in oggetto

Nella Tabella 8 viene riportato il numero identificativo dell'aggregato, i riferimenti catastali di ogni singola unità abitativa costituente lo stesso, nonché i numeri civici e le destinazioni d'uso.

L’individuazione cartografica preliminare dell’aggregato è possibile con gli ID (identificativi) attribuiti dal Dipartimento della Protezione Civile riportati sulla Carta Tecnica Regionale.

ID Aggregato	Unità abitativa	ID Catastali	N° civico	Uso
1001	1	Foglio 101 part 1397	23-25-27-19 via degli Alemanni	Abitativo
	2	Foglio 101 part 1399	13-15-17 via degli Alemanni	Abitativo
			6-8 via Donadei	Abitativo
	3	Foglio 101 part 3005	9-11 via degli Alemanni	Abitativo
	4	Foglio 101 part 1401	3-5-7 via degli Alemanni	Abitativo
			2A-4A via Donadei	Abitativo
	5	Foglio 101 part 1400		Deposito
	6	Foglio 101 part 2405	10 via Donadei	Abitativo
	7	Foglio 101 part 1398	14 via Donadei	Abitativo

Tabella 8. Riferimenti catastali e destinazioni d’uso

L’attività di rilievo, inizialmente, si è concentrata sullo studio architettonico degli edifici, essendo il materiale grafico a disposizione molto ridotto, limitato nella maggior parte dei casi alle sole planimetrie catastali. Sono stati quindi rilevati tutti gli edifici accessibili, completando il rilievo man mano che i fabbricati venivano messi in sicurezza tramite i puntellamenti necessari. Si è scelto di individuare come livello 0 il piano terra degli edifici che si affacciano su Piazza della Prefettura e su via degli Alemanni.

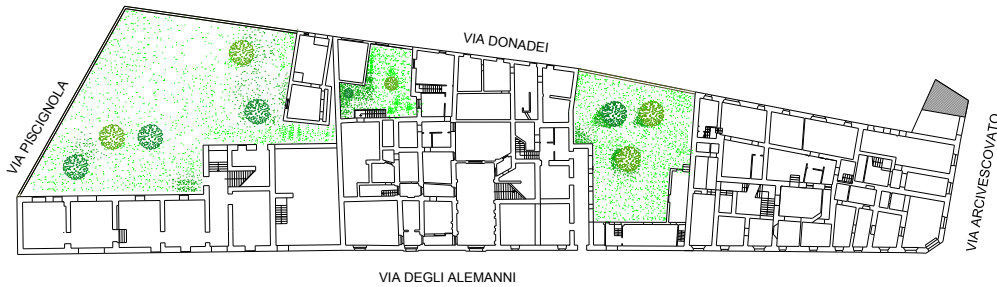


Figura 49. Livello “0”

Alcuni edifici hanno un livello interrato destinato a magazzino e cantina, con la presenza di alcuni grottamenti scavati sotto ai fabbricati.

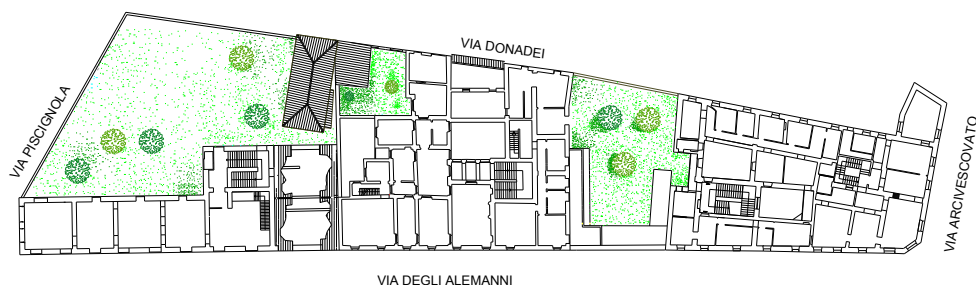


Figura 50. Livello “1”

In Figura 50 viene riportata la planimetria del primo livello dell’aggregato, si può notare come parte dell’edificio 1397 risulti già danneggiato e dismesso prima ancora dell’evento sismico.

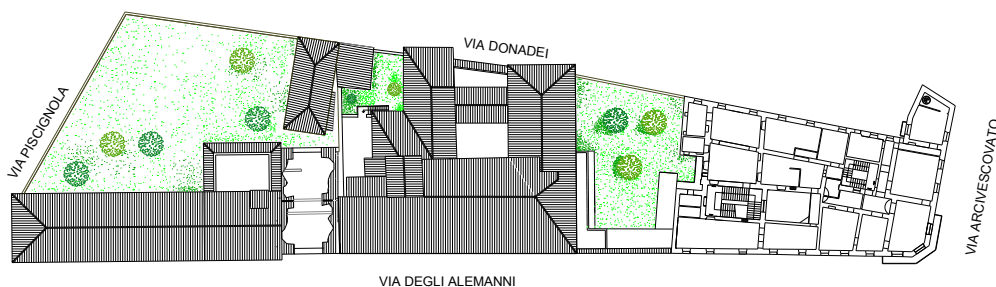


Figura 51. Livello “2”

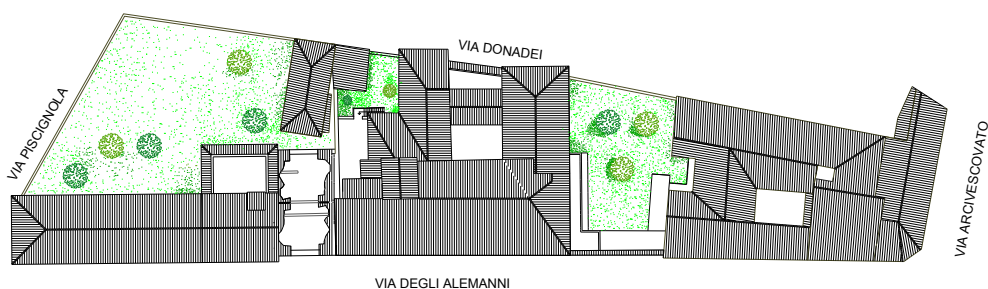


Figura 52. Livello “3”

In Figura 51,e Figura 52 vengono riportate le planimetrie dei livelli secondo e terzo. Si può notare come il livello sia presente solo nel fabbricato di testa n. 1401, esso infatti costituisce l’edificio più alto dell’aggregato.

Ad una prima analisi dell'isolato è riscontrabile come questo sia pressoché omogeneo in quasi tutta la sua totalità, tutti gli edifici sono realizzati in muratura, a due o tre piani fuori terra e copertura a due o quattro falde. L'omogeneità dei fabbricati dell'aggregato è riscontrabile anche dall'analisi dei prospetti, in particolare di quelli sul lato strada. Si può notare, infatti, una ripetitività nelle bucature delle finestre e nelle cornici di imposta e di gronda, oltre ad una certa assialità nella loro disposizione. Dall'attenta analisi di queste caratteristiche è possibile individuare quelle che sono le porzioni aggiunte, le finestre e le porte aperte o tamponate in un periodo successivo.

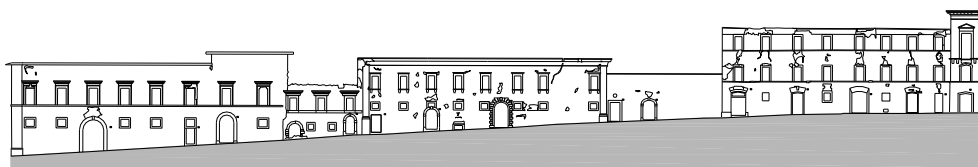


Figura 53. Prospetto su via degli Alemanni

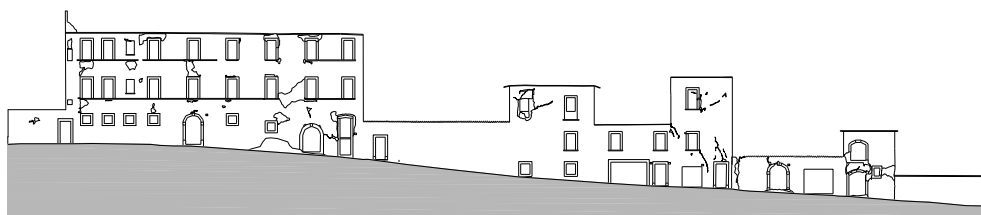


Figura 54. Prospetto su via Donadei

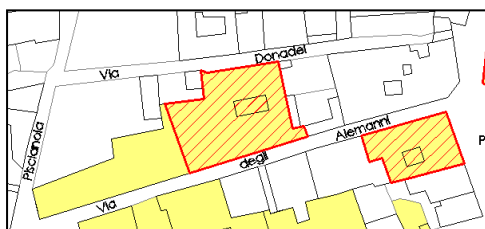
La fase del rilievo è, quindi, fondamentale, soprattutto se svolta con occhio critico, ricercando quelle che sono le peculiarità e gli elementi distintivi fondamentali che caratterizzano l'aggregato e influenzano la risposta globale al sisma, in termini di vulnerabilità e di danneggiamento.

Dall'analisi planimetrica si possono ricavare, ad esempio, informazioni relative alla continuità strutturale delle diverse unità, molto importanti sia per la formulazione delle ipotesi sull'evoluzione dell'isolato, ma soprattutto per l'analisi del comportamento globale delle strutture sottoposte all'azione sismica.

Il rilievo eseguito dimostra come l'aggregato possa essere analizzato considerando il comportamento singolo dei tre edifici 1397, 1399 e 1401:

ognuna delle tre unità, infatti, risulta avere dimensioni in pianta ed altezze maggiori rispetto agli edifici adiacenti, ma per una migliore comprensione del reale comportamento strutturale sono necessarie maggiori informazioni sul tipo di connessione (setti in comune, accostamento di muri o giunti) che intercorre tra i vari edifici ricavabile attraverso l'evoluzione storica dell'intero aggregato.

Si riportano inoltre le carte di sintesi del danno, vincoli e agibilità redatte dai tecnici dei Beni Culturali nelle quali vengono rappresentate tutte le informazioni raccolte, frutto della cooperazione tra Dipartimento di protezione civile nazionale e della Regione Abruzzo, enti pubblici, Università, il M.I.B.A.C., i V.V.F, l'ITC-CNR.



VINCOLI M.I.B.A.C. :

Elenco vincoli:

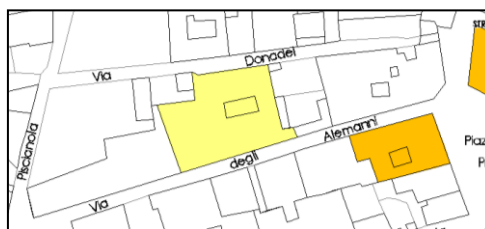
- Edifici privati con vincolo diretto
- Edifici/aggregati non vincolati

SOPRALLUOGHI DI AGIBILITA':

Esiti di agibilità:

- I-Inagibile (E)

Figura 55. Carta dei vincoli e delle agibilità



CARTA DEL DANNO:

Danno stimato

- Danno grave
- Danno gravissimo

Figura 56. Carta del danno

3.2.5. *Evoluzione storica dell'aggregato*

Attraverso lo studio topografico, di ricerca bibliografica e d'archivio si è affrontato il problema dell'evoluzione storica dell'aggregato oggetto di studio a partire dall'impianto quattrocentesco fino agli interventi del '900.

Dalle carte topografiche del 1500 e del 1600, in contraddizione con quanto dedotto dalla storia degli edifici (vedi distilleria) si evince l'assenza di fabbricati all'interno del lotto.

Solo a partire dalla stesura della tavola del 1700 si riscontra la presenza di edifici, maggiormente definiti in termini planimetrici nella tavola del 1703 (post-sisma).

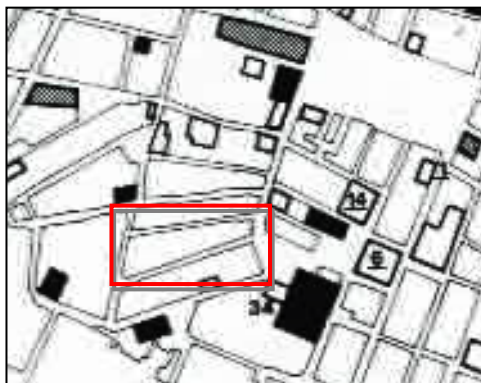


Figura 57. Tavola storica del 1500



Figura 58. Tavola storica del 1700



Figura 59. Tavola storica del 1703



Figura 60. Tavola storica del 1858

Quindi è solo a partire dal 1700 che sul lotto incominciano a sorgere i primi due edifici, in particolare il n°1401 denominato “*palazzo del notar Benedetti*” e una porzione dell’edificio n°1399 denominato “*palazzo Centofanti*”. A seguito dell’evento sismico del 1703, durante la ricostruzione post-sisma, viene edificato l’edificio n° 1397 denominato “*Distilleria*” e ampliato l’edificio n°1399, questi tre edifici rappresentano i tre più antichi fabbricati del lotto, ed è proprio da questi che, per progressivo riempimento dei vuoti, si svilupperà l’aggregato fino a raggiungere la conformazione attuale. Le ultime addizioni risultano essere l’unità n° 1398, 1400, 2405 e 3005.

L'individuazione dei tre edifici più antichi dell'aggregato permette di poterne interpretare il comportamento globale nella configurazione attuale.

Da i dati e le testimonianze raccolte è possibile effettuare un'ipotesi sull'evoluzione dell'isolato come riportato in Figura 61.

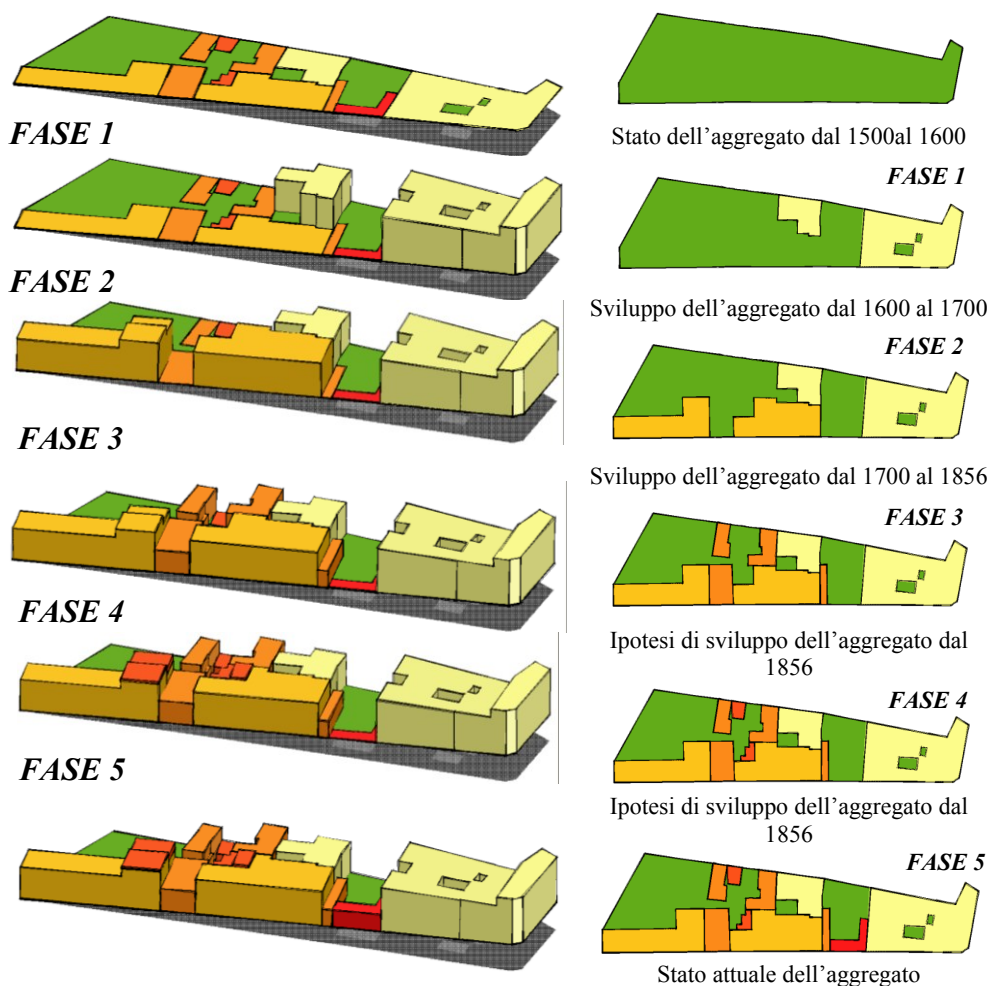


Figura 61. Ipotesi evolutiva dell'aggregato

Da questa ricostruzione è possibile notare le sopraelevazioni dell'edificio n° 1397 e gli ampliamenti dell'edificio n° 1399, evoluzioni che assumono un significato importante ai fini della valutazione dei danni riportati in seguito al sisma del 06 aprile 2009.

Dalle informazioni raccolte risulta ancor più evidente una schematizzazione dell'intero aggregato in tre unità quasi indipendenti tra loro.

3.2.6. *Analisi tipologica*

L'evoluzione delle esigenze abitative ha portato nel tempo alla realizzazione di diverse varianti sia per quanto riguarda la parte impiantistica che le soluzioni dimensionali e distributive: è importante che tali modifiche siano lette con occhio critico ed evidenziate con la finalità di rilevare all'interno della loro configurazione situazioni che hanno portato all'aumento della vulnerabilità delle strutture portanti.

Dal punto di vista della tipologia ottocentesca originaria, la maggior parte dell'edilizia costituente l'isolato può essere schematizzata nel modo seguente:

- locali di servizio(magazzini, cantine) voltati di altezza media pari a 4 metri costituenti il piano interrato e il piano terra;
- locali ai piani alti adibiti ad abitazione;
- sottotetti non abitabili.

Tali destinazioni e distribuzioni sono state rivisitate nei secoli:

- i locali interrati hanno mantenuto la loro destinazione d'uso;
- i locali al piano terra, eccetto rari casi, sono stati adattati a locali commerciali , amministrativi o autorimesse;
- i locali ai piani alti hanno mantenuto la medesima destinazione d'uso, tramite la realizzazione di molteplici variazioni che hanno portato alla modifica della distribuzione interna, con conseguente chiusura e apertura di porte, creazione di armadi a muro e introduzione di sistemi impiantistici che nella maggior parte dei casi hanno portato all'indebolimento dei paramenti murari, diminuendo la sezione resistente degli stessi. La presenza in alcuni casi di altezze elevate anche ai piani alti, ha portato all'introduzione di strutture soppalcate, con il conseguente aumento della superficie abitabile;

- la maggior parte dei sottotetti sono stati resi abitabili, con l'introduzione di soppalchi o con il ribassamento del solaio sottostante.

3.2.7. *Caratterizzazione dell'aggregato*

Vengono di seguito analizzate i fabbricati dell'aggregato suddivisi per unità di analisi. Per ognuno viene descritta l'analisi più approfondita dal punto di vista architettonico, strutturale e del danno subito in seguito al sisma del 6 aprile 2009. L'Unità d'analisi (UA): è una porzione opportunamente più ampia dell'insieme delle unità strutturali che interessano l'aggregato di intervento. Tenendo in conto i parametri sintetici di classificazione dell'intero aggregato, l'unità d'analisi è quella nella quale vengono definiti i possibili meccanismi di collasso sismico. L'aggregato di cui in oggetto è stato suddiviso in 8 unità di analisi come mostrato nella rappresentazione grafica che segue:

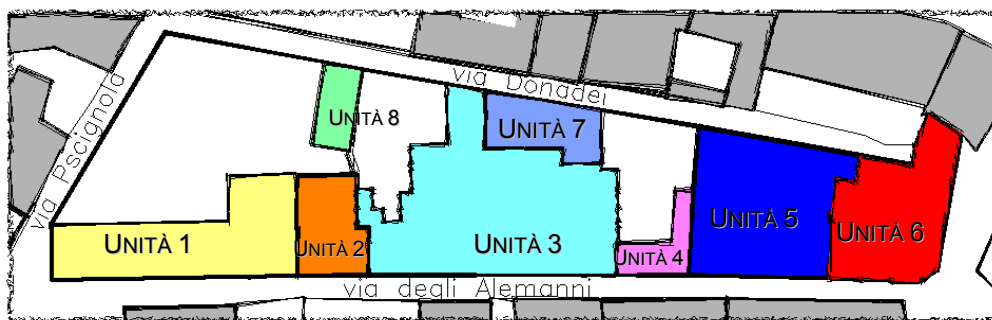


Figura 62. Le unità di analisi

Data la conformazione e l'interazione strutturale tra i diversi corpi di fabbrica costituenti l'aggregato e dalle considerazioni circa l'evoluzione storica dello stesso, è possibile distinguere n. 3 sub-strutture, costituite dalla singola UNITA' 1, dall'insieme delle UNITA' 3 e 7 e dall'insieme dell'UNITA' 5 e 6. In effetti, il collegamento in termini di interazione strutturale tra le unità costruttive sopraccitate è garantito a mezzo dell'UNITA' 2 (posizionata tra l'UNITA' 1 e l'UNITA' 3) e dell'UNITA' 4 (posizionata tra l'UNITA' 3 e l'UNITA' 5-6).



Figura 63. Cortina aggregato (Via Alemanni)

Analizzando il profilo dell'aggregato da Via degli Alemanni, in base alle analisi visive e ai rilievi strutturali condotti in situ si evidenzia che l'UNITA' 2 è un rudere abbandonato da tempo di cui resta visibile solo la facciata principale, mentre i solai e il prospetto posteriore sono completamente crollati. Per tale motivo la sola facciata principale, oltretutto più bassa rispetto alle facciate delle strutture adiacenti, non è in grado di offrire un collegamento strutturale tale per cui sia possibile considerare l'UNITA' 1 e l'UNITA' 3 come un corpo unico in termini di assorbimento delle sollecitazioni sismiche.

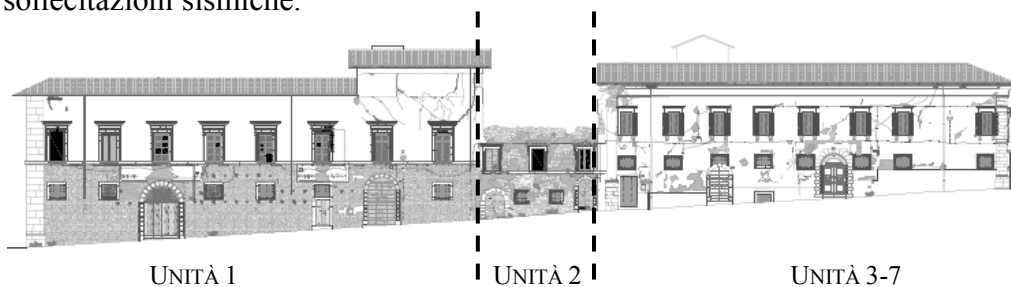


Figura 64. Collegamento tra l'Unità 1 e l'Unità 3-7

Analogo discorso può essere esteso all'UNITA' 4, indi per cui è giustificata l'adozione di un sistema costruttivo formato dall'UNITA' 5 e 6 completamente indipendente dagli altri corpi di fabbrica.

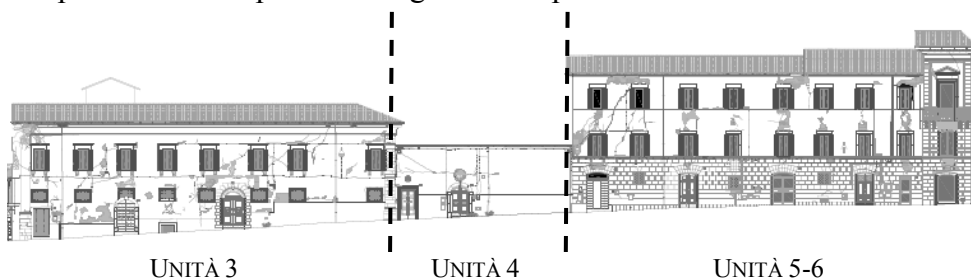


Figura 65. Collegamento tra l'Unità 3 e l'Unità 5-6

Per quanto concerne l'UNITA' 8, essa non presenta alcuna connessione o interazione con parti strutturali di altre unità strutturali; inoltre dalle indagini in situ emerge che erano in atto opere di ristrutturazione con interventi tradizionali (intonaco armato, sostituzione di solai) che rende difficile la valutazione del danno, tra l'altro apparentemente modesto data la configurazione geometrica della struttura, dovuto all'evento sismico.

Per le considerazioni sopra esposte, si considerano n. 3 sub strutture all'interno dell'aggregato, che possono essere identificate da un comportamento strutturale indipendente e che hanno un valore artistico tale da giustificare un intervento di rinforzo e ristrutturazione finalizzato al recupero statico-funzionale dei corpi di fabbrica.

Tutte le strutture dell'aggregato, inoltre, presentano le stesse tipologie costruttive in termini di sistemi costruttivi utilizzati per gli orizzontamenti e le strutture verticali portanti e, di conseguenza presentano analoghe tipologie di danni.

3.2.8. *Rilievo Strutturale ed analisi della tecnica costruttiva locale*

L'aggregato può essere individuato, oltre che sulla base storica e tipologica, anche per una comune tecnologia costruttiva, sia per quanto riguarda le tecniche di costruzione che i materiali utilizzati. Inoltre, dall'analisi dei materiali e delle tecniche, si possono ricavare ulteriori informazioni sulla storia e l'evoluzione dell'aggregato.

Le regole dell'arte erano frutto dell'esperienza del costruttore e venivano tramandate all'allievo: quando un costruttore acquisiva l'esperienza del terremoto, osservando direttamente i meccanismi di danno prodotti, attraverso una comprensione intuitiva del comportamento strutturale elaborava una serie di accorgimenti per il buon costruire e per il miglioramento sismico degli edifici danneggiati. Tali regole erano applicate per una, forse due generazioni, ma venivano gradualmente abbandonate proprio in quanto, persa la memoria del danno provocato dal terremoto, non veniva veramente compresa la necessità.

In molti centri storici, infatti, è possibile individuare accorgimenti costruttivi, tutti risalenti allo stesso periodo storico, in genere immediatamente

successivo ad un evento traumatico, messi in opera per attuare una sorta di miglioramento sismico durante gli interventi di riparazione dei danni. In tal caso è possibile parlare di una cultura sismica della riparazione che innalza momentaneamente il livello di sicurezza del centro storico, essendo un evento sporadico nella vita dell'agglomerato urbano. Nel caso in cui tali soluzioni progettuali modifichino il modo di costruire locale, è possibile parlare di cultura sismica della prevenzione e si può notare, leggendo il tessuto urbano di un centro storico come i presidi antisismici (contrafforti, archi a contrasto, catene e cerchiature) siano utilizzati diffusamente sull'edificato.

Esistono regole dell'arte specificatamente rivolte a cautelarsi dalle azioni sismiche: la buona qualità degli ammortamenti, l'uso d'architravi d'adeguata rigidità, la realizzazione di un comportamento scatolare tramite catene e cerchiature, l'inserimento di contrafforti a contrasto dei meccanismi di ribaltamento sono alcuni esempi di soluzioni tecnologiche frequentemente adottate nelle aree a maggior rischio sismico. Tuttavia, il terremoto è un'azione poco frequente e forse è proprio questa la chiave d'interpretazione di tale vulnerabilità: il periodo di ritorno per un sisma di intensità significativa è di almeno 100 anni, quindi circa tre generazioni.

Per ogni unità di analisi dell'aggregato è stato eseguito il rilievo strutturale nonché indagini accurate volte a verificare lo spessore e la composizione delle murature e degli orizzontamenti, in allegato le tavole di sintesi in cui vengono riportate le informazioni raccolte dal rilievo. Le tavole contengono informazioni inerenti al tipo di struttura in elevazione, il tipo di orizzontamento per ogni piano e tipo di architrave o archivolt per ogni apertura. Una legneda posta nell'angolo alto della tavola indica le simbologie usate per le diverse caratteristiche degli elementi strutturali analizzati. Le tavole in scala 1:200 e 1:100 sono comprensive di elaborati rappresentativi delle piante dei vari livelli di ogni unità, delle sezioni trasversali e dei prospetti, in modo da riassumere in maniera chiara tutte le informazioni necessarie per comprendere il reale comportamento strutturale sia della singola unità che dell'intero aggregato.
















STRUTTURE IN ELEVAZIONE	ORIZZONTAMENTI	ARCHITRAVI E ARCHIVOLTI
 Struttura portante in pietra squadrata	 Solaio in legno	 Architrave in pietra
 Struttura portante in pietra mista	 Solaio in putrelle e tavelloni	 Trave in c.a.
 Struttura portante in laterizio	 Solaio in putrelle e voltine	 Archivolto in pietra
 Struttura portante in muratura	 Volta in spessore	 Archivolto in laterizio
 Struttura portante in c.a.	 Volta in foglio	 Scala in pietra

Figura 66. Legenda caratteristiche elementi strutturali

Dalle informazioni raccolte per ogni singola unità dell'aggregato è possibile ricondurre la tecnica costruttiva analizzata ad una comune, utilizzata per la maggior parte degli edifici in aggregato del centro storico de l'Aquila.

Ad eccezione di alcuni interventi di ristrutturazione che hanno sostituito gli orizzontamenti o le coperture originarie, i fabbricati dell'aggregato risultano essere pressoché omogenei costruttivamente: in tutti gli edifici si ripetono le stesse tecniche e materiali sia per gli elementi verticali che per gli orizzontamenti. In particolare, è possibile distinguere ai piani terra e interrato murature in pietra calcarea sbozzata e irregolare dello spessore tra i 70÷100 cm, con legante di scarsa qualità, che portano orizzontamenti voltati, solitamente volte in spessore a botte o a padiglione in mattoni di laterizio disposti “a coltello” di spessore di circa 30 cm.



Figura 67. Tipologia costruttiva piano terra e seminterrato

Al primo livello si trova per lo più la stessa tessitura del piano terra con l'aggiunta di ricorsi in mattoni, di diverse dimensioni e tipologie, disposti

irregolarmente, con lo stesso tipo di legante lo spessore in questo caso diminuisce ed è compreso tra i 70÷50 cm. Gli orizzontamenti del primo livello sono in genere più leggeri rispetto a quelli dei piani inferiori, e sono costituiti da volte di mattoni disposti in foglio lo spessore complessivo dell'opera risulta di circa 20 cm, tale pratica costruttiva si è dimostrata molto vulnerabile a seguito del sisma del 6 aprile. In alcuni casi si riscontrano solai realizzati con putrelle in ferro e voltine in laterizio o tavelle e tavelloni, quest'ultimi di recente inserimento in sostituzione delle voltine o delle tavelle.

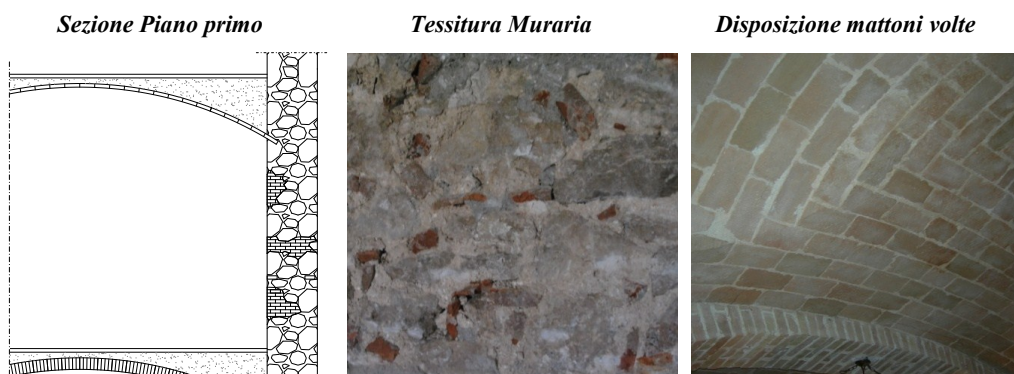


Figura 68. Tipologia costruttiva piano primo

Al secondo livello, se presente, in genere si riscontra la stessa tessitura dei piani inferiori, fatta eccezione per la parte sommitale caratterizzata da filari di mattoni in laterizio necessari a sopportare il sovraccarico dovuto alle cordolature perimetrali riscontrate nella maggior parte degli edifici dell'aggregato, segno di interventi di rinforzo fatte in epoche successive. In alcuni casi il secondo livello è caratterizzato da sola muratura di laterizio dello spessore di circa 50 cm, segno di una sopraelevazione in epoca successiva.

Anche per questo livello gli orizzontamenti sono caratterizzati da volte o bette o padiglione in foglio, volte molto leggere che spesso assumevano principalmente la funzione di nascondere la struttura della copertura. Queste volte in genere sono molto sottili, spesse circa 15 cm, e sono state in alcuni casi oggetto di interventi di rinforzo statico mediante la realizzazione di frenelli in muratura di mattoni pieni.

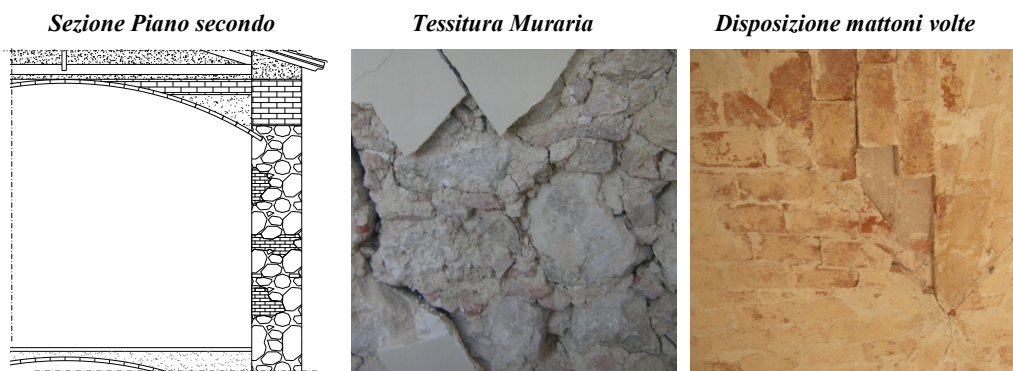


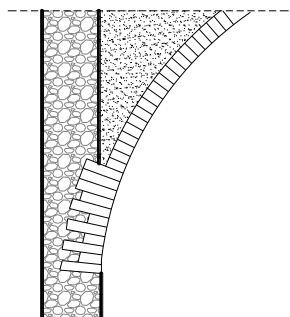
Figura 69. Tipologia costruttiva piano secondo

Le coperture sono tutte realizzate con capriate in legno massiccio, ad eccezione di alcune coperture ricostruite in laterocemento, le capriate scaricano le azioni indotte dai carichi su esse presenti direttamente sulla muratura a mezzo di un cordolo in cemento armato che cerchia tutto l'edificio.

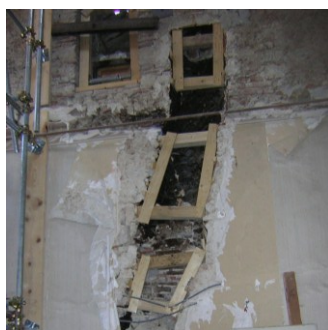


Figura 70. Tipologia costruttiva piano sottotetto

Gli orizzontamenti dei vari impalcati presentano un buon grado di ammassamento con le pareti su cui scaricano, infatti in molti casi rappresentano la sola traccia rimasta della struttura orizzontale.

Particolare ammorsamento*Ammorsamento volte-parete***Figura 71.** Tipologia costruttiva dell'ammorsamento tra volte e pareti verticali

Si rileva in maniera diffusa la presenza di cavità all'interno dei maschi murari riconducibili spesso a canne fumarie di vecchi camini prima presenti, oppure a vecchie aperture murate "alla buona". Queste cavità ben mascherate da intonaci o pitture, rappresentano spesso delle zone maggiormente vulnerabili del maschio murario, e sono venute tutte alla luce a seguito dell'evento sismico.

Vecchie canne fumarie in disuso*Aperture murate***Figura 72.** Cavità nei maschi murari

La maggior parte degli edifici dell'aggregato presentano un discreto ammorsamento delle pareti perimetrali ortogonali, mentre non si è riscontrato dalle indagini in situ svolte alcun tipo di collegamento tra le pareti esterne e di controvento interne.

In alcuni casi in corrispondenza dell'intersezione tra pareti ortogonali sono stati riscontrati dei tiranti, segno di interventi fatti in epoche successive volti a migliorare questo particolare tipo di collegamento.

*Ammorsamento pareti
perimetrali ortogonali*



Collegamento pareti esterne e di controvento interne



Figura 73. Collegamento tra maschi ortogonali

Data l'epoca di costruzione, le piattabande originarie erano realizzate con diverse tecniche costruttive: legno, pietra e archivolti in laterizio; ma sono stati riscontrati, anche diversi sistemi costruttivi realizzati mediante travi in acciaio poggiate su appositi rinfranchi in laterizio pieno, segno di un ripristino del particolare costruttivo degradato o di una nuova realizzazione di vani nelle pareti murarie portanti.

3.2.9. *Caratterizzazione meccanica della muratura*

Per la caratterizzazione meccanica della muratura sono state eseguite le seguenti tipologie di prove.

3.2.9.1. Prova di martinetto piatto singolo MPS-B-5

La prova di martinetto piatto singolo MPS-B-5 si è svolta nelle murature del prospetto su via Donadei, in corrispondenza di un martello murario dell'Unità Strutturale 5 dell'Aggregato Figura 74. L'esecuzione della prova ha comportato la preventiva rimozione dell'intonaco per il raggiungimento della nuda muratura. La muratura portante in tale posizione è risultata di spessore pari a 70 cm. La prova si è svolta ad un'altezza dal suolo di circa 80

cm (taglio muratura per martinetto piatto singolo). La muratura è a tipologia in pietra irregolare, con inclusioni di elementi in laterizio. Il taglio, di larghezza pari a 35 cm - è stato eseguito ad una distanza approssimativa di 370 cm dal piedritto del portale di ingresso.



Figura 74. Ubicazione della prova MPS-B-5 e dettaglio delle condizioni locali della muratura

Ad una battitura superficiale la struttura muraria presenta un suono pieno, probabile indice di muratura compatta nello spessore. Per l'esecuzione del test sono stati utilizzati 4 sensori di spostamento posizionati a cavallo del taglio eseguito nella muratura. Il test si è svolto tra le ore 14:00 e le ore 16:00 del giorno 31 maggio 2011.



Figura 75. Esecuzione del taglio nella muratura



Figura 76. trasduttori di spostamento in posizione per l'esecuzione della prova di martinetto singolo

In Tabella 9 vengono riportati i valori della variazione di distanza tra le basi di riferimento per ogni incremento di sforzo. La prova di martinetto singolo MPS-B-5 ha visto convergere le misure di spostamento in un range decisamente disperso di valori tensionali, ovvero tra il valore di $0,04 \text{ N/mm}^2$ del sensore 3 ed i $0,37 \text{ N/mm}^2$ misurati dal sensore 1. I risultati della prova di martinetto piatto singolo non possono pertanto essere considerati completamente attendibili. Il grafico riportato in Figura 46 mostra la lettura relativa eseguita sulle basi di riferimento in funzione dell'incremento di carico.

Tempo	Sforzo N/mm^2	Pot 1 [mm]	Pot 2 [mm]	Pot 3 [mm]	Pot 4 [mm]
31/05/2011 - 15.56.36	-0.001	0.034	0.022	0.002	0.007
31/05/2011 - 15.56.41	-0.001	0.033	0.022	0.002	0.007
31/05/2011 - 15.56.52	0.002	0.033	0.021	0.002	0.007
31/05/2011 - 15.57.03	0.008	0.033	0.02	0.002	0.007
31/05/2011 - 15.57.09	0.014	0.032	0.021	0.001	0.007
31/05/2011 - 15.57.13	0.021	0.032	0.02	0.001	0.006
31/05/2011 - 15.57.21	0.047	0.03	0.019	0.000	0.004
31/05/2011 - 15.57.25	0.074	0.028	0.017	0.000	0.003
31/05/2011 - 15.57.29	0.113	0.025	0.013	0.000	0.000
31/05/2011 - 15.57.36	0.22	0.016	0.001	0.000	0.000
31/05/2011 - 15.57.40	0.324	0.006	-0.011	0.000	0.000
31/05/2011 - 15.57.43	0.411	-0.004	0.000	0.000	0.000
31/05/2011 - 15.57.46	0.471	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabella 9. Valori ottenuti dalla prova MPS-B-5

In Tabella 10 sono presentati i valori per i quali le basi da 1 a 4 hanno raggiunto il ripristino: il valore medio (tensione locale nella muratura) risulta pari a $0,19 \text{ N/mm}^2$.

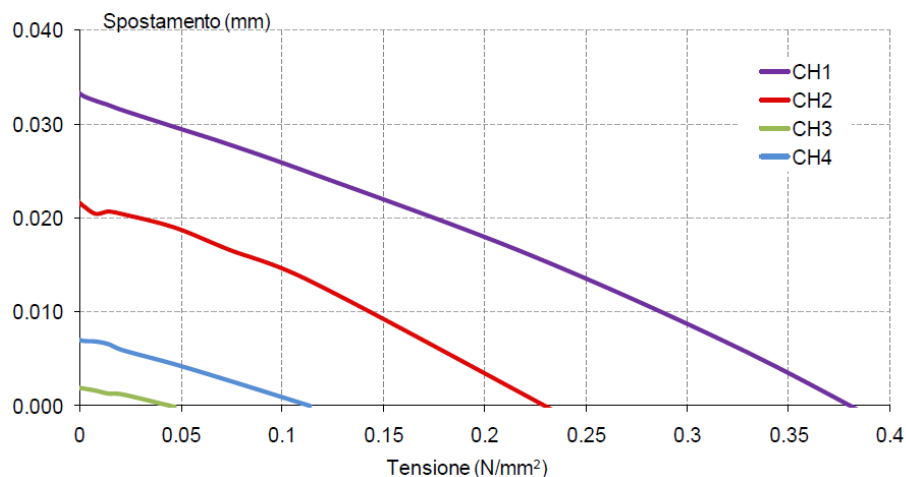
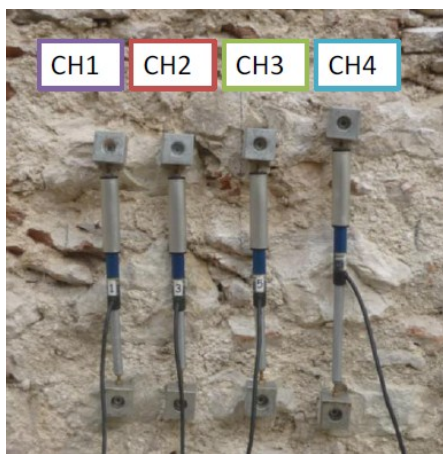


Figura 77. Test di martinetto singolo MPS-B-5: variazione relativa della misura registrata dai sensori di spostamento in funzione dello sforzo applicato



Tensione di compressione in corrispondenza della compensazione della lettura (azzeramento)

Sensore 1 (CH1)	$0,37 \text{ N/mm}^2$
Sensore 2 (CH2)	$0,23 \text{ N/mm}^2$
Sensore 3 (CH3)	$0,04 \text{ N/mm}^2$
Sensore 4 (CH4)	$0,11 \text{ N/mm}^2$

Media sui sensori (σ locale) $0,19 \text{ N/mm}^2$

Schema dei sensori durante la prova

Tabella 10. Tensioni di azzeramento delle letture: prova MPS-B-5

3.2.9.2. Prova di martinetto piatto doppio MPD-B-5

La prova di martinetto piatto MPD-B-5 ha comportato l'esecuzione di un secondo taglio nella muratura ove si è svolta la prova di martinetto singolo

MPS-B-5, al di sopra del primo taglio ad una distanza da questo di circa 50 cm. nel campione di muratura posto tra i due tagli sono state posizionate 4 basi di lettura verticali ed 1 orizzontale per il rilievo delle deformazioni durante i cicli di carico Figura 83. Il test si è svolto – successivamente alla prova di martinetto piatto singolo - tra le ore 16:00 e le ore 17:30 del giorno 31 maggio 2011.

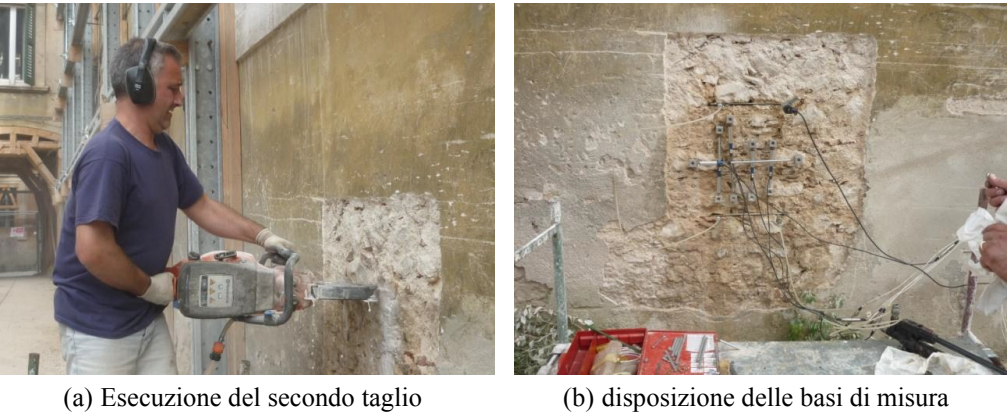


Figura 78. Prova con martinetto piatto doppio MPD-B-5

	σ massimo applicato [N/mm ²]	2,10
	step incremento ciclo [N/mm ²]	0,30
	Modulo di elasticità tangente sulla curva di carico - E_{tan} [N/mm²]	$\Delta(\sigma)$ [N/mm²]
	4560 (100%)	0,00-0,30
	4190 (92%)	0,30-0,60
	3420 (75%)	0,60-0,90
	1920 (42%)	0,90-1,20
	1060 (23%)	1,20-1,50
	600 (13%)	1,50-1,80
	440 (10%)	1,80-2,10

Schema dei sensori durante la prova

Tabella 11. Test di martinetto piatto doppio MPD-B-5: risultati di prova

Modulo di elasticità sulla curva di scarico – E [N/mm ²]	Δ (σ) [N/mm ²]
4560 (100%)	0,30-0,10
4740 (105%)	0,60-0,10
4570 (101%)	0,90-0,10
4270 (94%)	1,20-0,10
3760 (83%)	1,50-0,10
3210 (70%)	1,80-0,10
3060 (67%)	2,10-0,10

Tabella 12. Test di martinetto piatto doppio MPD-B-5: rigidezze calcolate sui rami di scarico

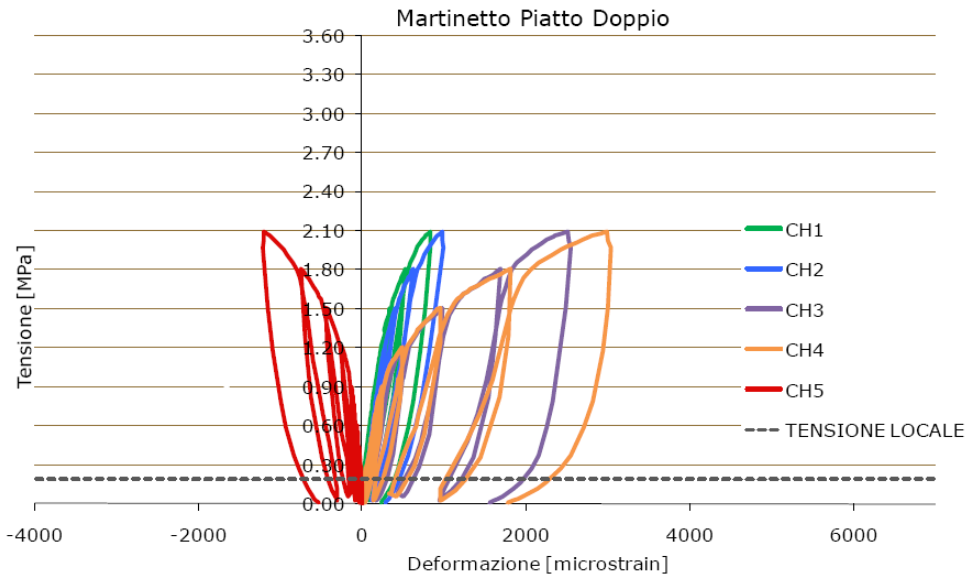


Figura 79. Test di martinetto doppio MPD-B-5: diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura

3.2.9.3. Prova di martinetto piatto singolo MPS-B-6

La prova di martinetto piatto singolo MPS-B-6 si è svolta nelle murature del prospetto su via dell’Arcivescovado, in corrispondenza di un maschio murario dell’Unità Strutturale 6 dell’Aggregato Figura 81. L’esecuzione della prova ha comportato la preventiva rimozione dell’intonaco per il raggiungimento della nuda muratura. La muratura portante in tale posizione è risultata di spessore pari a 70 cm. La prova si è svolta ad un’altezza dal suolo

di 105 cm (taglio muratura per martinetto piatto singolo). La muratura è a tipologia in pietra irregolare, con inclusioni di elementi in laterizio. Il taglio, di larghezza pari a 35 cm - è stato eseguito ad una distanza approssimativa di 80 cm dallo spigolo murario adiacente.

Ad una battitura superficiale la struttura muraria presenta un suono pieno, probabile indice di muratura compatta nello spessore. Per l'esecuzione del test sono stati utilizzati 4 sensori di spostamento posizionati a cavallo del taglio eseguito nella muratura. Il test si è svolto tra le ore 10:00 e le ore 12:00 del giorno 31 maggio 2011.



Figura 80. Ubicazione della prova MPS-B-6

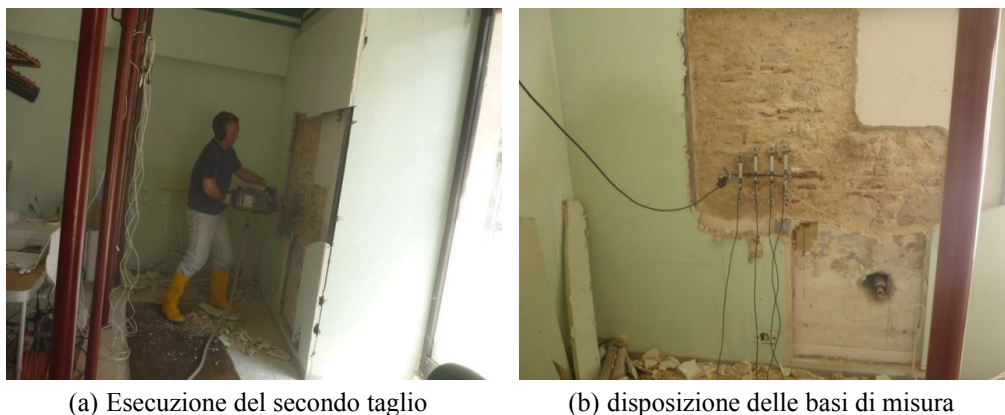


Figura 81. Prova con martinetto piatto doppio MPD-B-6

In Tabella 17 vengono riportati i valori della variazione di distanza tra le basi di riferimento per ogni incremento di sforzo. La prova di martinetto singolo MPS-B-6 ha visto convergere le misure di spostamento in un ampio range di valori tensionali, tra il valore di $0,46 \text{ N/mm}^2$ del sensore 1 ed i $2,75 \text{ N/mm}^2$ misurati dal sensore 4. In particolare, il sensore 1 si discosta in maniera eccessiva dagli altri 3, e per questo motivo i dati emersi dallo stesso non vengono considerati nel calcolo dei valori medi.

Il grafico riportato in Figura 82 mostra la lettura relativa eseguita sulle basi di riferimento in funzione dell'incremento di carico. In Tabella 14 sono presentati i valori per i quali le basi da 1 a 4 hanno raggiunto il ripristino: il valore medio (tensione locale nella muratura) è pari a $2,14 \text{ N/mm}^2$.

Tempo	Sforzo N/mm^2	Pot 1 [mm]	Pot 2 [mm]	Pot 3 [mm]	Pot 4 [mm]
31/05/2011 - 11.33.48	0.040	0.026	0.149	0.229	0.220
31/05/2011 - 11.34.02	0.612	-0.009	0.088	0.173	0.190
31/05/2011 - 11.34.05	0.797	0.000	0.069	0.154	0.177
31/05/2011 - 11.34.11	1.469	0.000	-0.001	0.080	0.120
31/05/2011 - 11.34.16	1.978	0.000	0.000	0.026	0.075
31/05/2011 - 11.34.22	2.283	0.000	0.000	-0.007	0.045
31/05/2011 - 11.34.29	2.449	0.000	0.000	0.000	0.023
31/05/2011 - 11.34.35	2.712	0.000	0.000	0.000	0.005
31/05/2011 - 11.34.39	2.771	0.000	0.000	0.000	-0.003
31/05/2011 - 11.34.56	2.581	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabella 13. Valori ottenuti dalla prova MPS-B-6

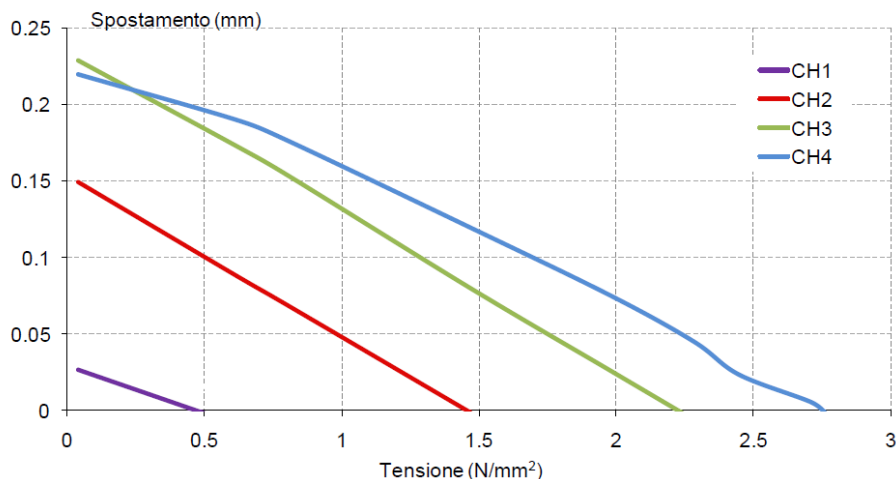
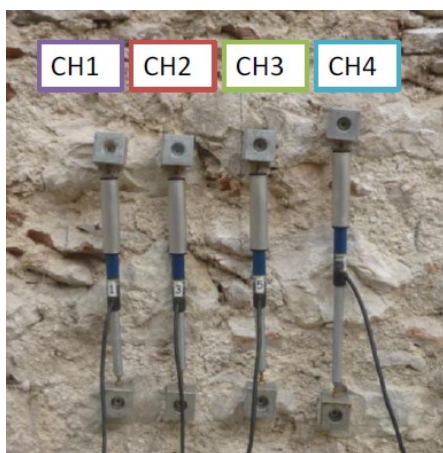


Figura 82. Test di martinetto singolo MPS-B-6: variazione relativa della misura registrata dai sensori di spostamento in funzione dello sforzo applicato



Tensione di compressione in corrispondenza della compensazione della lettura (azzeramento)

Sensore 1 (CH1)	0,46 N/mm ²
Sensore 2 (CH2)	1,46 N/mm ²
Sensore 3 (CH3)	2,22 N/mm ²
Sensore 4 (CH4)	2,75 N/mm ²

Media sui sensori (σ locale) 2,14 N/mm²

Schema dei sensori durante la prova

Tabella 14. Tensioni di azzeramento delle letture: prova MPS-B-6

3.2.9.4. Prova di martinetto piatto doppio MPD-B-6

La prova di martinetto piatto MPD-B-6 ha comportato l'esecuzione di un secondo taglio nella muratura ove si è svolta la prova di martinetto singolo MPS-B-6, al di sopra del primo taglio ad una distanza da questo di circa 50 cm. nel campione di muratura posto tra i due tagli sono state posizionate 4

basi di lettura verticali ed 1 orizzontale per il rilievo delle deformazioni durante i cicli di carico. Il test si è svolto – successivamente alla prova di martinetto piatto singolo - tra le ore 12:00 e le ore 13:30 del giorno 31 maggio 2011.

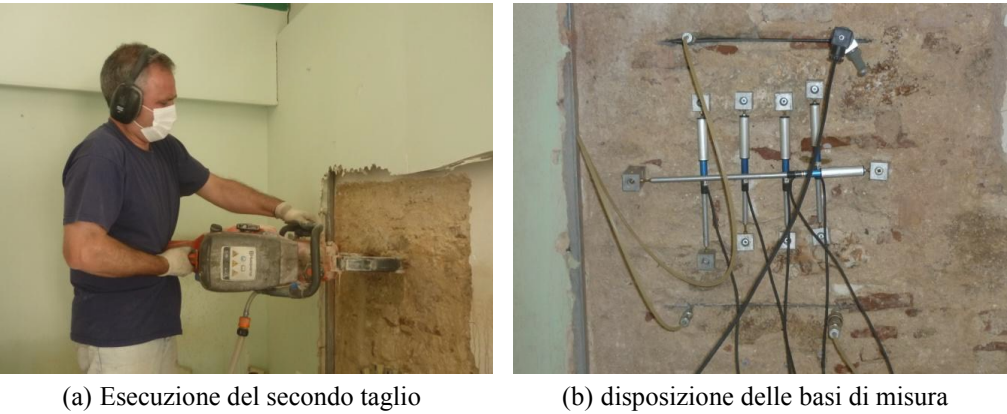
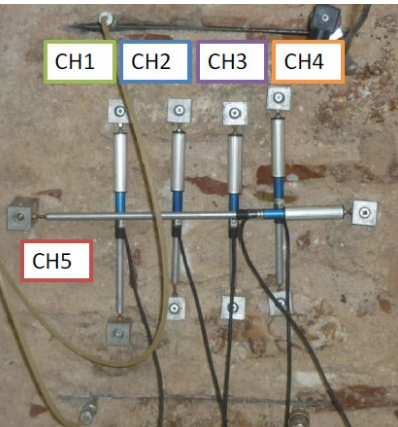


Figura 83. Prova con martinetto piatto doppio MPD-B-6



Schema dei sensori durante la prova

σ massimo applicato [N/mm ²]	3,50
step incremento ciclo [N/mm ²]	0,30
Modulo di elasticità tangente sulla curva di carico - E_{tan} [N/mm²]	$\Delta (\sigma)$ [N/mm²]
6200 (100%)	0,00-0,50
5590 (90%)	0,50-1,00
6600 (106%)	1,00-1,50
6790 (110%)	1,50-2,00
4460 (72%)	2,00-2,50
2010 (32%)	2,50-3,00
1280 (21%)	3,00-3,50

Tabella 15. Test di martinetto piatto doppio MPD-B-6: risultati di prova

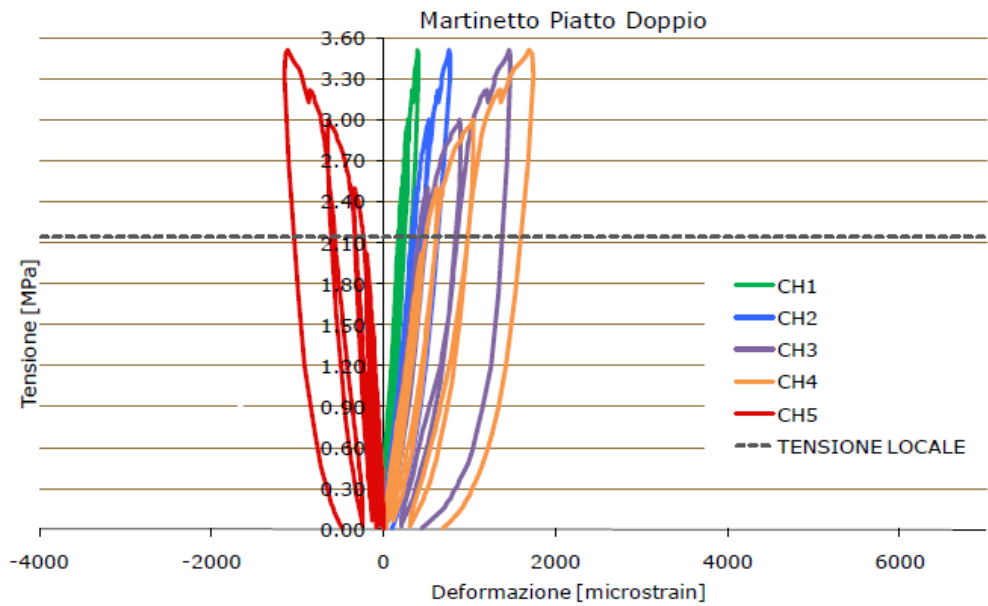


Figura 84. Test di martinetti doppio MPD-B-6: diagramma sforzi-deformazioni relativo alle singole basi di misura

Modulo di elasticità sulla curva di scarico – E [N/mm ²]		Δ (σ) [N/mm ²]
6200	(100%)	0,50-0,10
6120	(99%)	1,00-0,10
6370	(103%)	1,50-0,10
6690	(108%)	2,00-0,10
6670	(107%)	2,50-0,10
6200	(100%)	3,00-0,10
5500	(89%)	3,50-0,10

Tabella 16. Test di martinetti piatto doppio MPD-B-6: rigidezze calcolate sui rami di scarico

3.2.9.5. *Prova sonica S-B-5.1*

Il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di dimensioni cm 80X80 della muratura di spina dell’Unità 5 dell’Aggregato individuata in Figura 85. La griglia di acquisizione è stata tracciata a 80 cm dal pavimento sul lato interno utilizzando una griglia quadrata 5x5 (5 righe e 5 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in Figura 86. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a

52 cm. Il lato dei punti di battuta è L2, quello dei punti di ricezione è il lato L1.



Figura 85. Ubicazione della prova S-B-5.1 e dettaglio delle condizioni locali della muratura

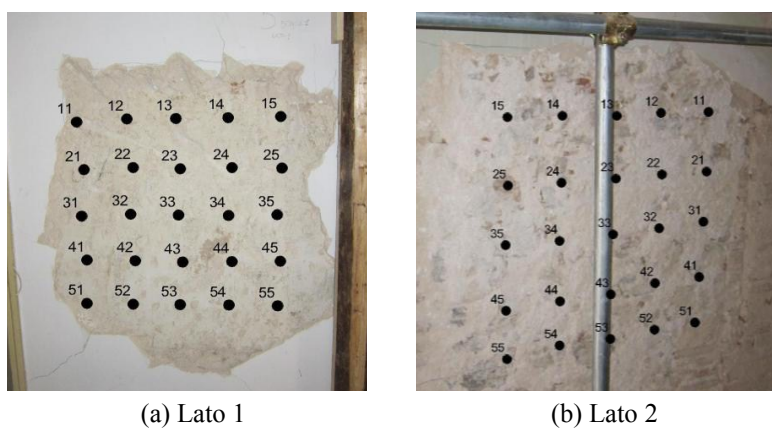


Figura 86. Prova S-B-5.1 tracciamento della griglia

La muratura indagata è sprovvista di intonaco su entrambi i lati, crollato a seguito dell'evento sismico: essa si presentava in pessime condizioni su entrambi i lati, con malta superficialmente farinosa e presenza di lesioni e sconnessioni diffuse Figura 86. La tessitura muraria si presentava fortemente irregolare con presenza di pietre di dimensioni variabili, in particolare verso i livelli più bassi. Una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 25 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati in Tabella 27.

percorso	distanza (m)	Tempo di volo (s)			t medio (s)	v media (m/s)
		ta	tb	tc		
11	52	7,551E-04	7,200E-04	7,301E-04	7,351E-04	707,4
12	52	9,286E-04	9,354E-04	9,054E-04	9,231E-04	563,3
13	52	1,342E-03	1,371E-03	1,333E-03	1,349E-03	385,5
14	52	9,227E-04	9,426E-04	9,609E-04	9,421E-04	552,0
15	52	8,802E-04	8,703E-04	1,145E-03	8,752E-04	594,1
21	52	1,346E-03	1,012E-03	1,019E-03	1,126E-03	462,0
22	52	6,575E-04	6,672E-04	6,708E-04	6,652E-04	781,7
23	52	1,730E-03	1,709E-03	1,870E-03	1,770E-03	293,8
24	52	2,427E-03	2,234E-03	2,110E-03	2,257E-03	230,4
25	52	3,696E-04	3,397E-04	3,596E-04	3,563E-04	1459,6
31	52	8,689E-04	9,089E-04	9,065E-04	8,948E-04	581,2
32	52	8,125E-04	8,081E-04	6,346E-04	8,103E-04	641,7
33	52	7,953E-04	8,014E-04	2,423E-04	7,983E-04	651,4
34	52	1,175E-03	1,052E-03	1,148E-03	1,125E-03	462,3
35	52	7,541E-04	7,334E-04	7,335E-04	7,403E-04	702,4
41	52	6,151E-04	6,018E-04	6,263E-04	6,144E-04	846,4
42	52	4,452E-04	4,861E-04	8,304E-04	4,657E-04	1116,7
43	52	3,276E-04	1,028E-03	1,002E-03	1,015E-03	512,5
44	52	1,655E-03	1,312E-03	1,291E-03	1,419E-03	366,4
45	52	8,386E-04	8,317E-04	8,519E-04	8,407E-04	618,5
51	52	9,189E-04	9,091E-04	8,976E-04	9,085E-04	572,4
52	52	6,771E-04	6,880E-04	6,808E-04	6,819E-04	762,5
53	52	3,147E-04	7,701E-04	3,334E-04	3,240E-04	1604,8
54	52	1,043E-03	1,015E-03	1,058E-03	1,039E-03	500,6
55	52	9,192E-04	9,136E-04	9,340E-04	9,223E-04	563,8

Tabella 17. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S-B-5.1

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute Figura 87;

- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore Figura 88.

Nel caso in cui, nella lettura dei dati, il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella prova S-B-5.1 la velocità media delle letture eseguite (25 percorsi sonici) è risultata pari a 661,3 m/s, con valore minimo pari a 230,4 m/s (dato inconsistente), massimo pari a 1604,8 m/s. Dall'analisi dei dati ottenuti emerge la bassa velocità media nel pannello, possibile indice di discontinuità nelle murature o cattiva fattura muraria, con presenza di aree a maggiore velocità.

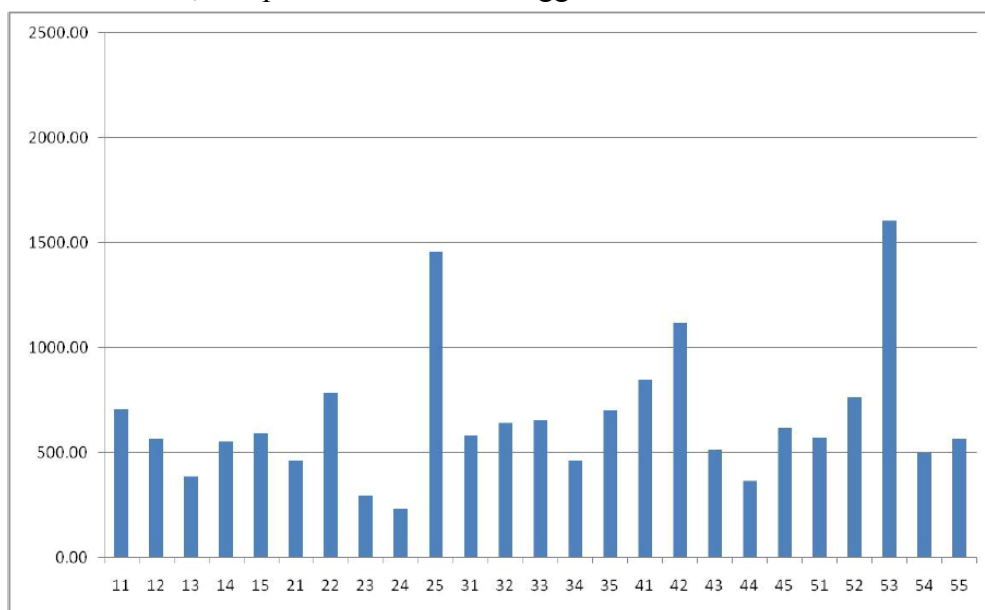


Figura 87. Prova sonora S-B-5.1, istogramma delle velocità medie

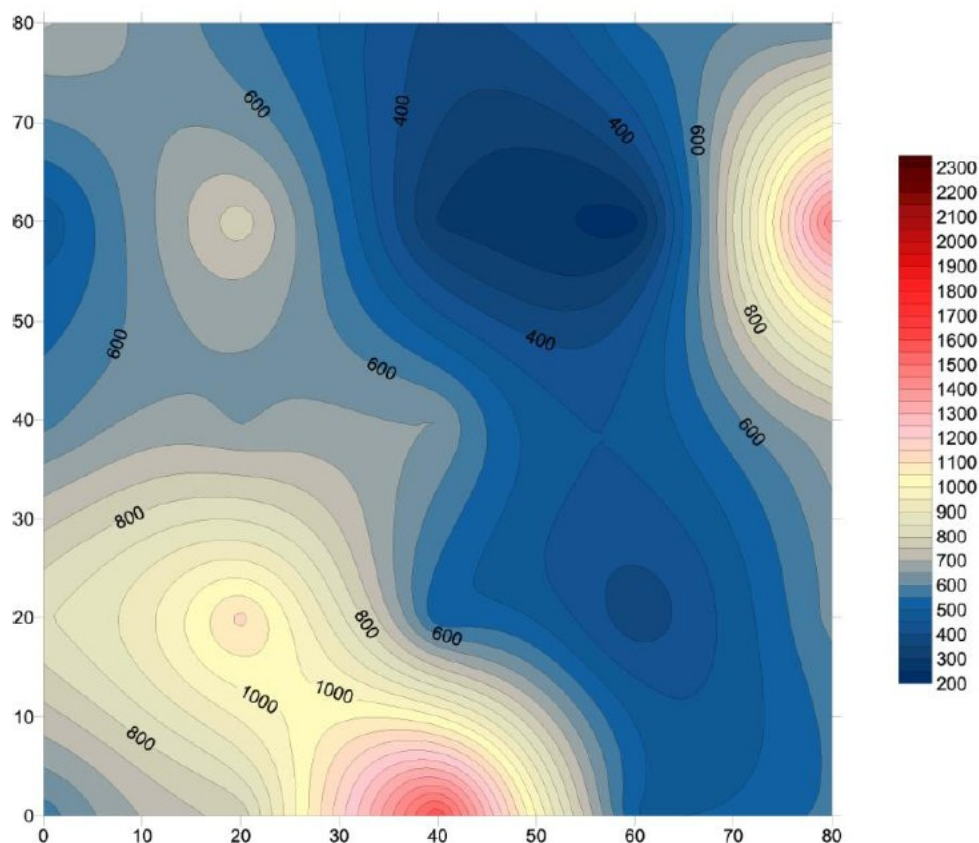


Figura 88. Prova sonora S-B-5.1, restituzione grafica delle velocità sonore (dati in m/s) nella prova (vista frontale del muro, lato ricezione)

In totale sono state eseguite 6 prove sonore i cui risultati verranno riassunti nelle tabelle seguenti.

3.2.9.6. Considerazioni conclusive

Le **prove di martinetto** piatto hanno permesso di caratterizzare il comportamento meccanico delle murature indagate, in vista della successiva catalogazione delle stesse per la verifica sismica strutturale, ed al contempo hanno stabilito il tenore locale di tensione cui sono soggette le porzioni murarie oggetto di prova. Le prove hanno interessato le murature perimetrali ed interne di due edifici dell'aggregato, in differenti posizioni Figura 89, selezionate al fine di poter interessare un campione rappresentativo di

muratura, il cui comportamento meccanico è stato indagato per le successive considerazioni di calcolo, propedeutiche agli interventi di riparazione e consolidamento strutturale.

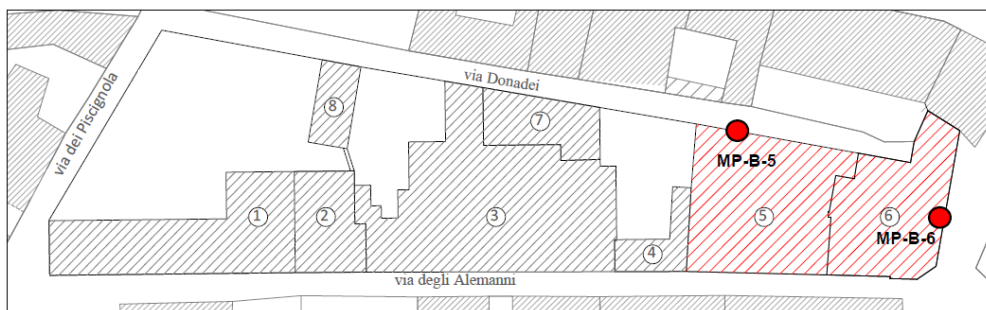


Figura 89. Localizzazione delle prove con martinetto piatto

La tipologia muraria analizzata è prevalentemente assimilabile (catalogazione da Tabella C8A.2.1 della Circolare 617-2009 [3]) a “Muratura in pietrame disordinata”, e pur tuttavia si sono registrati valori di rigidezza / “resistenza”, in alcune delle prove eseguite, maggiormente in linea con i parametri suggeriti per la tipologia di “Muratura in pietre a spacco con buona tessitura”. La tipologia muraria oggetto di indagine in praticamente tutte le posizioni di prova è stata visivamente catalogata come “in pietra irregolare, con inclusioni di elementi in laterizio” Figura 90.



Figura 90. Tipologie murarie riscontrate presso gli edifici dell’ Aggregato, ove sono state effettuate le prove con martinetto piatto

Il riassunto dei valori emersi dalle prove condotte è riportato in Tabella 33. Ciò che emerge dall'analisi comparativa dei risultati sono i discreti-buoni valori di rigidità e la forte variabilità dei dati di tensione locale con condizioni di carico relativamente simili. Si sottolinea che le posizioni sono state selezionate anche per la “bontà” visiva delle condizioni locali della muratura, e che altre posizioni ove la muratura si presentava maggiormente scadente non sono state considerate per la possibile non riuscita della prova di martinetto piatto.

Nome Prova	σ_{locale} [N/mm ²]	σ_{max} [N/mm ²]	Caratteristiche di deformabilità		
			$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	E tangente [N/mm ²]	E scarico [N/mm ²]
MPS/D-B-5	0,19	1,80	0,00-0,30	4560	4560 (0,30 - 0,10)
			0,30-0,60	4190	4740 (0,60 - 0,10)
			0,60-0,90	3420	4570 (0,90 - 0,10)
			0,90-1,20	1920	4270 (1,20 - 0,10)
			1,20-1,50	1060	3760 (1,50 - 0,10)
			1,50-1,80	600	3210 (1,80 - 0,10)
			1,80-2,10	440	3060 (2,10 - 0,10)
MPS/D-B-6	2,14	3,50	0,00-0,50	6200	6200 (0,50-0,10)
			0,50-1,00	5590	6120 (1,00-0,10)
			1,00-1,50	6600	6370 (1,50-0,10)
			1,50-2,00	6790	6690 (2,00-0,10)
			2,00-2,50	4460	6670 (2,50-0,10)
			2,50-3,00	2010	6200 (3,00-0,10)
			3,00-3,50	1280	5500 (3,50-0,10)

Figura 91. Riassunto dei risultati emersi dalle prove di martinetto piatto singolo e doppio

Vengono successivamente comparati i valori emersi dalle prove con quelli suggeriti dalla normativa per la tipologia muraria osservata (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 [3] di cui al D.M. 14 gennaio 2008 [2]).

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte: f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	

Figura 92. Estratto da Tabella C8A.2.1, circolare 617 - 2009 [3]

In particolare, relativamente alla classificazione muraria riportata in tabella C8A.2.1 [3], le tipologie murarie assumibili come riferimento, sia per considerazioni di classificazione appunto tipologica che per rispondenza di parametri meccanici sono, come già sottolineato Figura 92:

- Muratura in pietrame disordinata (E nel range 690 – 1050 N/mm²).

Le **prove soniche**, eseguite in diffusamente nei due aggregati in modalità diretta Figura 94, hanno indicato dati di velocità generalmente bassi Tabella 1 Tabella 18 e compatibili con simili prove condotte in murature di analoga fattura, che possono indicare una tipologia muraria non totalmente soddisfacente (si vedano i commenti ai risultati ottenuti in calce alle descrizioni delle singole prove). Tali informazioni integrano i risultati meccanici emersi dalle prove di martinetto piatto doppio – si veda il richiamo normativo nel seguito – da cui la scelta di consigliare l'adozione di parametri relativi alle tipologie murarie quali quelli appena richiamati.

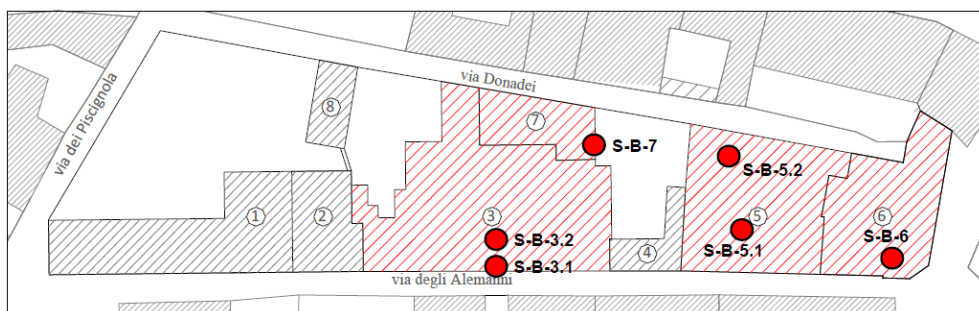


Figura 93. Localizzazione delle prove con martinetto soniche

prova	S-B-5.1	S-B-5.2	S-B-6	S-B-7	S-B-3.1	S-B-3.2
v med	661	1205	790	798	583	479
v min	230	586	432	509	353	279
v max	1605	2256	1302	1270	1289	860

Tabella 18. Riassunto dei risultati emersi dalle prove soniche eseguite
(risultati in m/s)

Garantite le condizioni di effettuazione di rilievo geometrico ed esecuzione di verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - §C8A.1.A.4 [3] Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza), ed acquisiti i risultati della attuale campagna di prove, è possibile considerare il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 (con corrispondente fattore di confidenza $FC=1.2$), posto che (§C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza [3]) il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

Infatti, le prove di caratterizzazione meccanica considerate dalla presente campagna di indagini sono state effettuate per conseguire un livello di applicazione esteso (§C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali[3]): Indagini in-situ estese - le indagini di cui al punto precedente - (i) esami visivi della superficie muraria condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le

pareti murarie; (ii) valutazione, anche in maniera approssimata, della compattezza della malta; (iii) valutazione la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario - sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 [3] per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste.

I valori dei parametri meccanici di resistenza e rigidezza corrispondono alla media dei valori indicati nella Tabella C8A.2.1 - pag.389 della Circolare 617-2009 [3]. Tali indagini hanno permesso di individuare la tipologia muraria, cui sono applicati i seguenti coefficienti riduttivi:

- $FC = 1,2$, fattore di confidenza per il livello LC2;
- $\gamma = 2$, coefficiente di sicurezza per edifici in muratura (§ 7.8.1.1 NTC-08 [2]).

TIPOLOGIA	ANALISI	f_m kN/m ²	τ_0 kN/m ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w kN/m ³
Muratura in pietrame disordinata	Lineare	583,33	10,83	870	290	19
	Non Lineare	1166,66	21,67			

Tabella 19. Caratteristiche dei materiali e resistenze di progetto

3.2.10. *Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado*

Le lesioni nella muratura sono ferite che non vengono mai completamente cancellate. L'evento sismico può costituire una sorta di collaudo, ma rappresenta anche un parziale azzeramento della storia sismica; inoltre, in molti casi, si è di fronte a fabbriche che non hanno mai subito l'intensità massima attesa per il sito e quindi per molti edifici manca un vero collaudo.

La costruzione dello scenario sismico per la porzione di tessuto urbano oggetto dello studio viene realizzata mediante la sovrapposizione di tutte le informazioni raccolte nella fase conoscitiva, che qui vengono selezionate e criticamente suddivise in agenti positivi o negativi nei confronti della vulnerabilità sismica.

La conoscenza puntuale delle modalità costruttive e della configurazione d'assieme si uniscono alle ulteriori informazioni che la lettura evolutiva ha fornito per analizzare gli effetti che il terremoto ha prodotto.

I meccanismi che si sono attivati nelle costruzioni facenti parte dell'aggregato strutturale sito al centro storico di L'Aquila in via Alemanni, possono essere sostanzialmente identificati come:

- Ribaltamento della facciata;
- Crollo dei maschi murari interni ed esterni;
- Crollo delle volte in muratura (con elementi lapidei disposti sia in foglio che di taglio);
- Lesioni nel piano della volta;
- Lesioni di taglio nei maschi murari;
- Lesioni a taglio delle fasce di piano;
- Danneggiamento degli architravi.

È difficile attraverso la sola analisi visiva risalire al meccanismo principale (meccanismo che si attiva per primo), ma in generale si può senz'altro affermare che la maggior parte dei meccanismi sono tra loro connessi. Un esempio è il ribaltamento della facciata della struttura che provoca la mancanza della zona di appoggio per lo scarico delle volte che crollano di conseguenza. Sembra allora che il crollo della volta sia il meccanismo più importante, però quello principale è il ribaltamento della facciata che ha causato la perdita di equilibrio della parte strutturale oggetto di studio. Di seguito si riportano i danni evinti dall'analisi visiva con i relativi rilievi fotografici.

3.2.10.1. Ribaltamento della facciata

Il ribaltamento della facciata si evince dalla lesione inclinata in corrispondenza del primo muro di controvento che si estende ai solai fino a raggiungere il secondo muro di controvento.



Figura 94. Lesione inclinata nei due muri di controvento per il ribaltamento della facciata

Spesso la lesione dell'orizzontamento si evidenzia anche al piano superiore con un netto distacco della pavimentazione ed un conseguente cedimento della parte di solaio collegato alla muratura che è oggetto del ribaltamento.



Lesione con distacco della pavimentazione Vista della lesione dall'intradosso della volta
Figura 95. Lesioni negli orizzontamenti

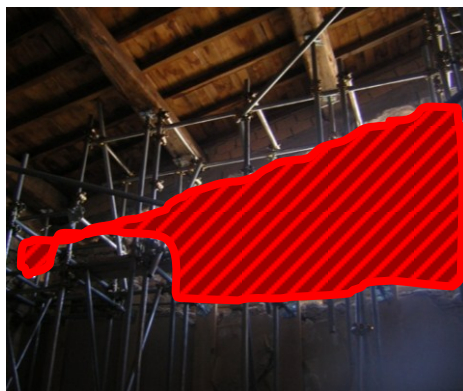
3.2.10.2. Crollo e forti danni dei maschi murari interni ed esterni

Il crollo della muratura esterna si è rilevata in due unità di studio dell'aggregato, in particolare l'unità 1 sulla parete sita sul lato opposto alla piazza della prefettura (Via Piscinola), e l'unità 3; l'azione di martellamento

delle travi di copertura probabilmente ha determinato il crollo parziale della parete in sommità e un forte stato di danneggiamento dei maschi murari dei piani inferiori.



Forti stati di danneggiamento dei maschi murari



Parte sommitale della parete crollata

Figura 96. Lesioni nei maschi murari

3.2.10.3. Crollo delle volte in muratura (con elementi in laterizio disposti sia in foglio che di taglio)

Il crollo della volta in muratura è un danno frequente nelle costruzioni oggetto dei rilievi geometrici e strutturali. In generale non si può dire a priori se è il meccanismo principale, tanto è vero che è sempre accompagnato anche da un leggero ribaltamento della facciata su cui la volta scarica il peso proprio e portato.



Crollo volta in foglio



Crollo della volta in spessore

Figura 97. Crollo delle volte

3.2.10.4. Lesioni nel piano della volta

In condizioni generali il meccanismo nel piano della volta si evidenzia con lesioni che partono dagli spigoli e procedono verso il centro della volta stessa (nel caso di volta a padiglione, le lesioni si estendono fino agli angoli della zona piana). Anche in questo caso le lesioni possono essere causate da un meccanismo principale come, ad esempio, il ribaltamento della parete esterna.

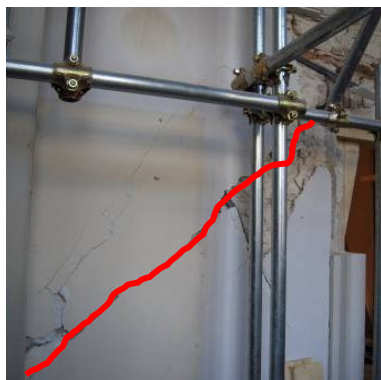


Figura 98. Lesioni tipiche nelle volte a padiglione

3.2.10.5. Lesioni a taglio nei maschi murari

Sono le lesioni più diffuse riscontrate durante la fase di rilevamenti ed interessano tutte le murature esterne e di controvento. In genere è possibile evidenziare la realizzazione di lesioni a taglio in corrispondenza di aperture (porte) successivamente chiuse o in presenza di aperture realizzate nella muratura in assenza di opportuni ammorsamenti atti ad evitare che la nuova

distribuzione delle sollecitazioni determini il raggiungimento della resistenza offerta dall'elemento strutturale.



Lesione a taglio nel maschio in prossimità dei vani (aperture di vario genere e tipologia)



Lesione a taglio nel maschio con innesco a partire dalla volta

Figura 99. Lesioni a taglio nei maschi murari

3.2.10.6. Lesioni a taglio per effetto della presenza di strutture contigue

Le strutture contigue con altezza differente, generano una concentrazione delle sollecitazioni agenti, provocando forti lesioni e danneggiamenti alle strutture ad esse adiacenti, con l'attivazione del meccanismo che può essere di varia natura.



Figura 100. Ribaltamento del cantonale d'angolo della struttura
più alta

3.2.10.7. Lesioni a taglio delle fasce di piano

Tra i meccanismi di collasso riscontrati nella costruzione oggetto di studio durante la fase di rilievo dello stato di fatto, oltre alla presenza di evidenti fuori piano delle pareti perimetrali portanti per effetto dell'azione sismica trasversale all'elemento strutturale, sono stati evidenziati anche meccanismi nel piano dovuti all'azione sismica agente nella direzione parallela alla parete.

Tali azioni hanno provocato lesioni diagonali incrociate sia nei maschi murari che nella fasce di piano presenti al di sotto dei vani finestra o al di sopra dei vani porta presenti nelle murature portanti.

Dalle suddette lesioni è possibile verificare anche la tipologia di tessitura muraria che costituiscono queste porzioni murarie, generalmente realizzate in materiale differente rispetto alla composizione materica della struttura portante e caratterizzata, inoltre, da spessori il più delle volte inferiori rispetto allo spessore dei maschi murari.



Danneggiamento delle fasce di piano al di sotto del vano finestra



Danneggiamento delle fasce di piano al di sopra del vano porta

Figura 101. Lesioni a taglio nelle fasce di piano

3.2.10.8. Danneggiamento degli architravi

Nei corpi di fabbrica in oggetto sono presenti gli elementi strutturali *architravi* realizzati mediante l'impiego di diversi materiali e tecnologie costruttive. La tipologia più diffusa prevede la realizzazione di un archivolta in mattoni pieni disposti a coltello per la formazione dell'apertura nella parete e la presenza di una piattabanda in materiale ligneo posizionato tra l'intradosso del solaio superiore a la parte sommatatale del vano porta.

Sono inoltre presenti altre tipologie costruttive, come per esempio la piattabanda realizzata mediante l'impiego di travi in acciaio, generalmente utilizzate per la creazione di aperture successive all'epoca di costruzione. In tutti i casi sono stati evidenziati danni ai suddetti elementi costruttivi come:

- Lesioni (per i sistemi archivoltati);
- Deformazioni e espulsione dalla parete (per le piattabande metalliche).



Particolare presenza piattabanda in legno



Danneggiamento dell'architrave

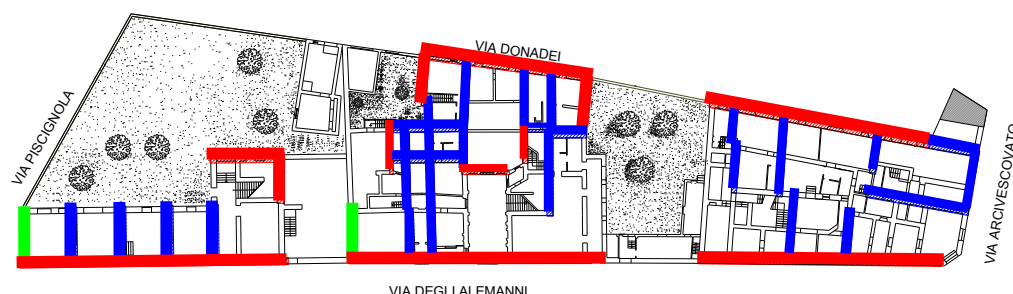
Figura 102. Danneggiamento architravi

Come fatto durante la fase di rilievo geometrico anche in questa fase tutte le informazioni raccolte in situ vengono sintetizzate e schematizzate su tavole riportate in allegato. Nella legenda posta nell'angolo alto di ogni tavola è illustrata la simbologia adottata per esprimere la particolare tipologia di danno subita dall'elemento strutturale interessato.

	Spanciamiento		crollo		Fessure su pavimenti e volte
	Lesione non passante		Lesione del cantonale		TIRANTI
	Lesione passante		martello		
	Lesione diffusa		incrocio		
	Lesione a croce		Lesione all'architrave		

Figura 103. Tipologie di danno

Dal rilievo “critico” è possibile, quindi, analizzare quale sia stata la risposta globale dell’aggregato al sisma, evidenziando le cause locali che hanno portato allo stato di danno. In Figura 104 si riporta schematicamente la risposta dell’aggregato all’azione sismica.



LEGENDA:

- Ribaltamento fuori dal piano
- Pareti con lesioni a taglio
- Pareti crollate in sommità

Figura 104. Risposta globale dell’aggregato

La maggiore vulnerabilità degli edifici caratterizzanti l’aggregato è rappresentata dalle pareti libere dello stesso, sia in corrispondenza degli assi viari che in corrispondenza degli spazi vuoti interni all’aggregato, le quali hanno subito i danni maggiori dovuti al ribaltamento fuori piano della facciata. Per le pareti ortogonali a quelle interessate dal cinematismo di ribaltamento si sono riscontrate le classiche lesioni a x sia in corrispondenza dei maschi murari che delle fasce di piano. Anche le pareti longitudinali, parallele agli assi viari, pur avendo subito ribaltamenti fuori piano dovuti ad effetti locali, si sono comportate come pannelli murari soggetti ad azioni taglienti, sia a livello di maschi murari che di fasce di piano.

3.3. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Di seguito verranno analizzati i meccanismi locali attivati a seguito dell’evento sismico del 6 aprile 2009 per le diverse unità di analisi in cui è stato suddiviso l’intero aggregato. Dall’analisi del quadro fessurativo riportato nelle tavole di rilievo del danno si rilevano i principali meccanismi

di collasso attivati sulla struttura e tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, si effettuano le verifiche. L'Unità 2 è di intasamento tra l'unità 1 e la 3 con gli orizzontamenti poggianti direttamente sulle pareti delle unità adiacenti, come detto in precedenza, è un rudere abbandonato da tempo di cui resta visibile solo la facciata principale, mentre i solai e il prospetto posteriore sono completamente crollati prima del sisma. Per tale motivo su tale unità non verrà effettuata alcun tipo di analisi dei cinematismi.

L'Unità 4 di più recente costruzione rispetto a tutte le altre unità dell'aggregato, è anch'essa come l'unità 2 di intasamento tra l'unità 3 e 5. Non è stato possibile accedere all'interno di tale unità per effettuare un rilievo dettagliato del danno, ma il solo rilievo esterno ha dato esaurienti informazioni circa il suo comportamento sotto sisma. L'unità non presenta rilevanti danni in quanto costituita da un piano con altezza modesta, per tale motivo non verrà effettuata alcun tipo di analisi dei cinematismi.

L'unità 8 presenta degli interventi di miglioramento sismico tra cui tiranti ed intonaco armato che hanno evitato l'instaurarsi di lesioni nel fabbricato, infatti da una indagine visiva non sono state riscontrate lesioni strutturali tali da comprometterne la stabilità.

3.3.1. *Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 1*

Focalizzando l'attenzione sulla prima Unità strutturale (Edificio "Distilleria", angolo via Piscinola e via Alemanni) è possibile stabilire due meccanismi principali che hanno interessato i muri portanti e di controvento, identificando, in questo caso, anche la direzione principale dell'evento sismico. I danni ed i crolli evidenziati sull'Unità 1 descrivono il meccanismo generale che si è attivato, interessando il ribaltamento fuori piano delle pareti trasversali alla direzione NORD e lesioni a taglio (a croce, lesioni che si propagano dagli spigoli dei vani, etc) nelle pareti parallele alla medesima direzione. La presenza diffusa di catene preesistenti hanno evitato il crollo della parete per effetto del ribaltamento fuori piano, facendo attivare ad ogni modo il meccanismo.

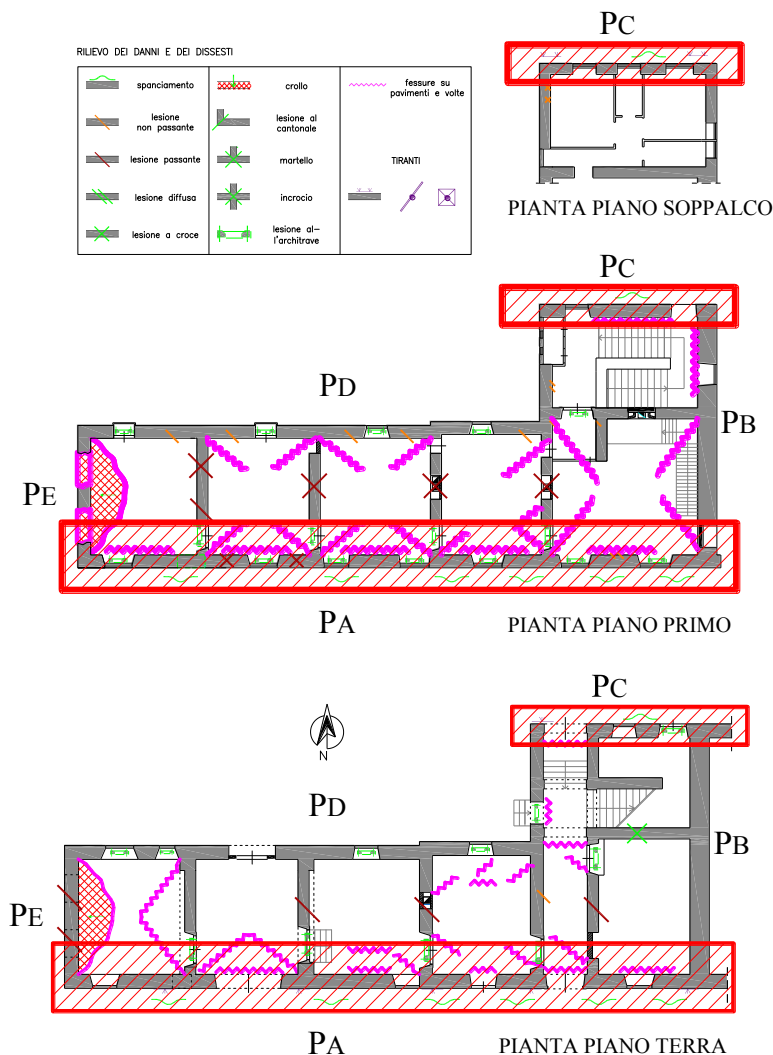


Figura 105. Rilievo del danno Unità 1

Dall'analisi del quadro fessurativo riportato nelle tavole di rilievo del danno riscontrato sull'Unità 1, si evince principalmente un meccanismo di ribaltamento in corrispondenza delle pareti P_A e P_C , sulle quali le catene presenti non hanno garantito una sufficiente azione di contrasto atta a impedire l'insorgere di tale meccanismo. Le verifiche verranno condotte comunque su tutte le pareti perimetrali della porzione di aggregato. Verranno quindi analizzate le singole pareti perimetrali dell'unità per valutare il

moltiplicatore dei carichi che porta all’attivazione del meccanismo locale di danno trascurando l’azione impressa dalle catene presenti la cui efficacia non è nota. Per tenere conto dei diversi scarichi dei solai e dell’irregolarità in altezza dell’edificio, l’analisi di ogni singola parete verrà effettuata su sue singole porzioni come illustrato nella figura seguente.

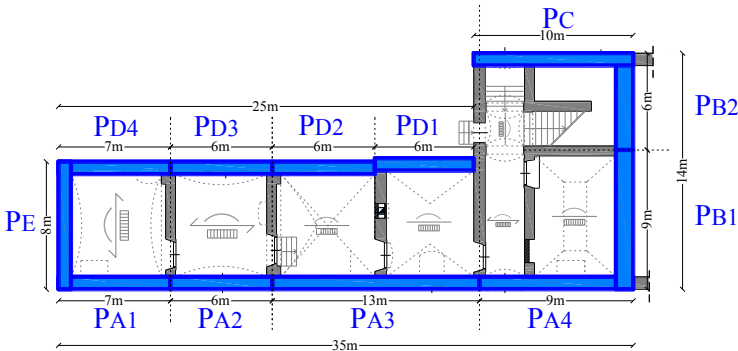


Figura 106. Suddivisione in porzioni delle pareti perimetrali per l’analisi dei cinatismi

Nella tabella seguente vengono riassunti i risultati ottenuti dalle analisi condotte sulle diverse porzioni delle pareti perimetrali dell’unità di analisi.

PARETE	PORZIONE	α_0	$a_0^*[\text{m/s}^2]$	$a_g S/q[\text{m/s}^2]$	Verifica semplificata con fattore di struttura q
P_A	P_{A1}	0,048	0,44	1,72	NON VERIFICATO DEL 74%
	P_{A2}	0,040	0,37	1,72	NON VERIFICATO DEL 78%
	P_{A3}	0,047	0,43	1,72	NON VERIFICATO DEL 75%
	P_{A4}	0,045	0,41	1,72	NON VERIFICATO DEL 76%
P_B	P_{B1}^*	0,079	0,65	2,35	NON VERIFICATO DEL 73%
	P_{B2}^*	0,064	0,59	1,36	NON VERIFICATO DEL 56%
P_C	Unica	0,005	0,05	1,72	NON VERIFICATO DEL 97%
P_D	P_{D1}	0,055	0,50	1,72	NON VERIFICATO DEL 71%
	P_{D2}	0,047	0,43	1,72	NON VERIFICATO DEL 75%
	P_{D3}	0,048	0,44	1,72	NON VERIFICATO DEL 74%
	P_{D4}	0,040	0,37	1,72	NON VERIFICATO DEL 78%
P_E	Unica	0,038	0,35	1,72	NON VERIFICATO DEL 80%

* porzione della parete posta ad una certa quota

Tabella 20. Risultati analisi cinematiche delle pareti perimetrali

3.3.2. Analisi dei meccanismi locali di collasso per L’UNITA’ 3

Di seguito verranno analizzati i meccanismi locali verificatisi per cause sismiche sulla porzione dell’aggregato esaminato identificata con Unità 3. Su tale unità, si evince principalmente un meccanismo di ribaltamento in

corrispondenza delle pareti P_A , P_B , P_C , P_D , P_E , P_F , P_G , e P_H sulle quali le catene, ove presenti, non hanno garantito una sufficiente azione di contrasto atta a impedire l'insorgere di tale meccanismo.

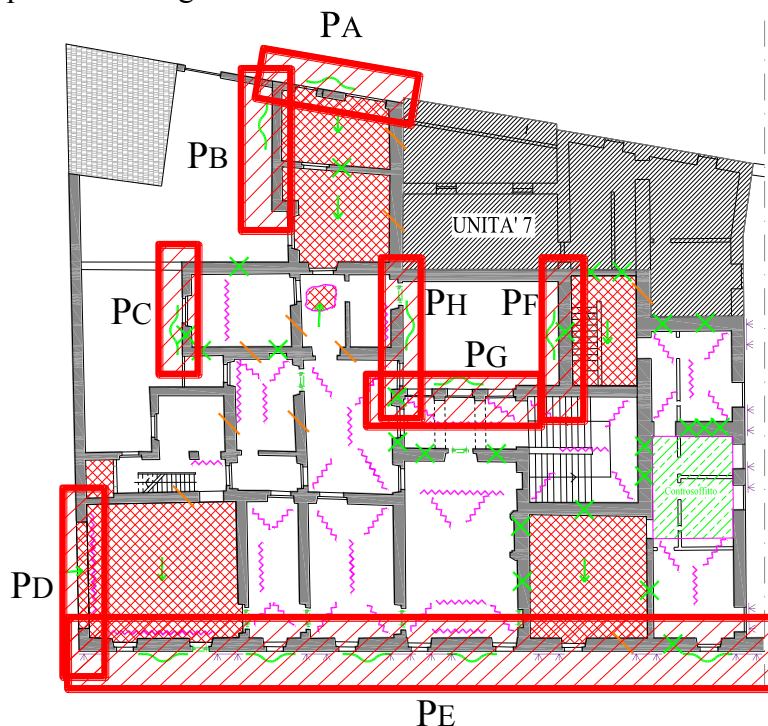


Figura 107. Rilievo del danno Unità 2 pianta piano primo

Come nei casi precedenti per tenere conto dei diversi scarichi dei solai e dell'irregolarità in altezza dell'edificio, l'analisi della parete P_E verrà effettuata su sue singole porzioni come illustrato nella figura seguente.

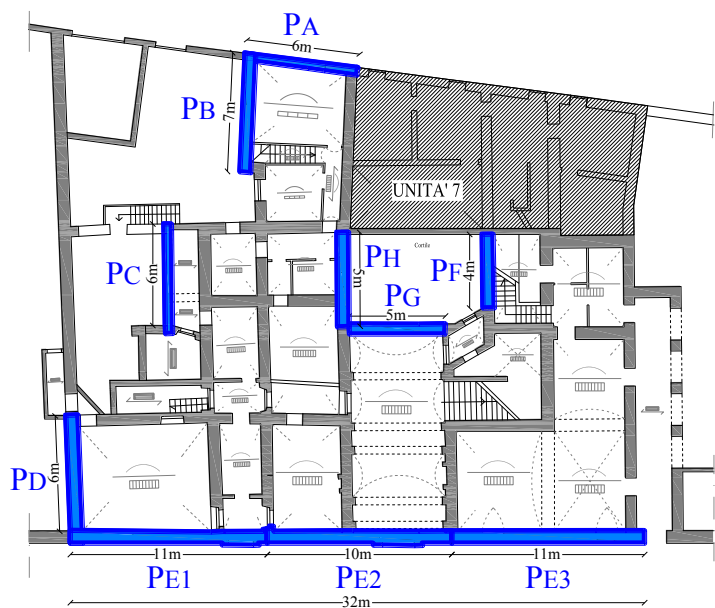


Figura 108. Suddivisione in porzioni delle pareti perimetrali per l’analisi dei cinatismi

Nella tabella seguente vengono riassunti i risultati ottenuti dalle analisi condotte sulle diverse porzioni delle pareti perimetrali dell’unità di analisi.

PARETE	PORZIONE	α_0	$a_0^*[m/s^2]$	$a_g S/q[m/s^2]$	Verifica semplificata con fattore di struttura q
P _A	Unica	0,026	0,24	1,72	NON VERIFICATO DEL 86%
P _B	Unica	0,025	0,24	1,72	NON VERIFICATO DEL 86%
P _C	Unica *	0,001	0,10	1,83	NON VERIFICATO DEL 99%
P _D	Unica *	0,123	1,00	2,82	NON VERIFICATO DEL 65%
P _E	P _{E1}	0,025	0,22	1,72	NON VERIFICATO DEL 87%
	P _{E2}	0,028	0,25	1,72	NON VERIFICATO DEL 85%
	P _{E3}	0,032	0,28	1,72	NON VERIFICATO DEL 83%
P _F	Unica	0,040	0,36	1,72	NON VERIFICATO DEL 79%
P _G	Unica	0,009	0,08	1,72	NON VERIFICATO DEL 96%
P _H	Unica	0,35	0,32	1,72	NON VERIFICATO DEL 81%

* porzione della parete posta ad una certa quota

Tabella 21. Risultati analisi cinematiche delle pareti perimetrali

3.3.3. *Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 5*

Anche per questa unità si è attivato un meccanismo generale di ribaltamento che ha interessato le pareti libere dell'unità, in particolare le pareti trasversali alla direzione NORD P_A , P_B e P_C .

Come nei casi precedenti per tenere conto dei diversi scarichi dei solai e dell'irregolarità in altezza dell'edificio, l'analisi delle pareti verrà effettuata su sue singole porzioni come illustrato nella figura seguente.

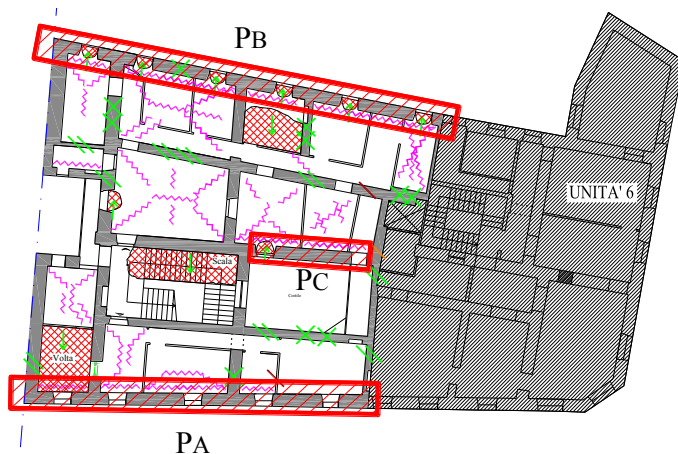


Figura 109. Rilievo del danno Unità 5 pianta piano secondo

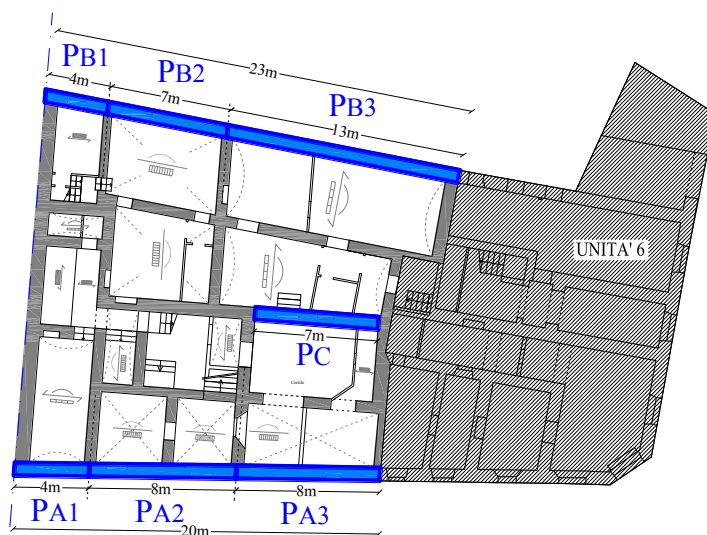


Figura 110. Suddivisione in porzioni delle pareti per l'analisi dei cinematismi

PARETE	PORZIONE	α_0	$a_0^*[\text{m/s}^2]$	$a_g S/q[\text{m/s}^2]$	Verifica semplificata con fattore di struttura q
P_A	P_{A1}	0,021	0,19	1,72	NON VERIFICATO DEL 89%
	P_{A2}	0,016	0,15	1,72	NON VERIFICATO DEL 91%
	P_{A3}	0,013	0,12	1,72	NON VERIFICATO DEL 93%
P_B	P_{B1}	0,023	0,21	1,72	NON VERIFICATO DEL 81%
	P_{B2}	0,029	0,27	1,72	NON VERIFICATO DEL 84%
	P_{B3}	0,030	0,28	1,72	NON VERIFICATO DEL 84%
P_C	Unica	0,026	0,24	1,72	NON VERIFICATO DEL 86%

Tabella 22. Risultati analisi cinematiche delle pareti perimetrali

3.3.4. *Analisi dei meccanismi locali di collasso per L'UNITA' 6*

L'analisi visiva del danno strutturale mostra l'insorgere del meccanismo di ribaltamento a quote differenti per le due pareti in oggetto. Per tale motivo, la parete muraria denominata P_A sarà scomposta in sub-elementi strutturali verticali, come mostrato nella rappresentazione grafica riportata in seguito, al fine di identificare analiticamente quale sia il reale meccanismo attivato; infatti il quadro fessurativo non sempre risulta essere chiaro e visibile dalla sola indagine in situ per la presenza di materiali non strutturali di rivestimento. Tutte le pareti in esame (P_A [P_{A1} , P_{A2}], P_B [P_{B1} , P_{B2} , P_{B3}] e P_C) saranno analizzate per identificare quale sia il fulcro di rotazione del meccanismo di ribaltamento identificato dal valore minore del coefficiente moltiplicativo α_0 .

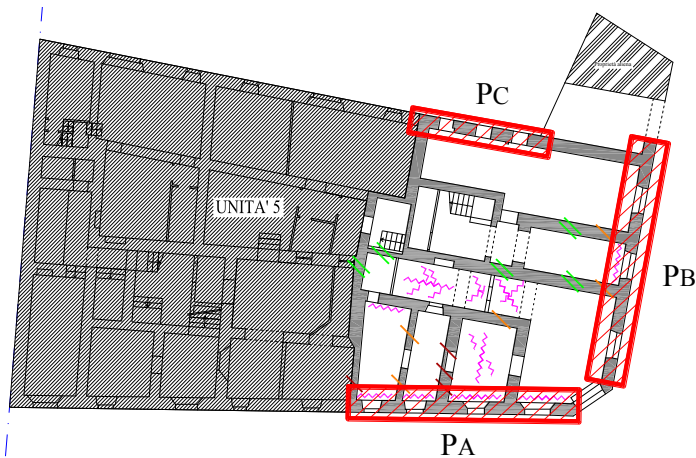


Figura 111. Rilievo del danno Unità 6 pianta piano secondo

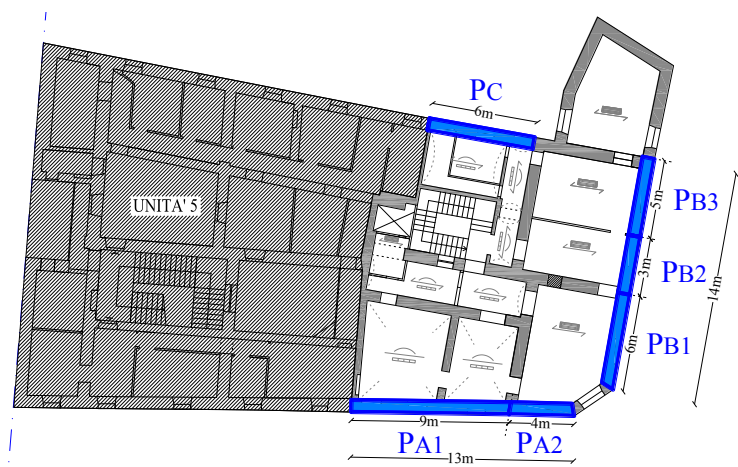


Figura 112. Suddivisione in porzioni delle pareti perimetrali per l’analisi dei cinematismi

PARETE	PORZIONE	α_0	$a_0^*[\text{m/s}^2]$	$a_g S/q[\text{m/s}^2]$	Verifica semplificata con fattore di struttura q	
P_A	P_{A1}	0,033	0,31	1,72	NON VERIFICATO DEL	82%
	P_{A2}	0,037	0,35	1,72	NON VERIFICATO DEL	79%
P_B	P_{B1}	0,025	0,24	1,72	NON VERIFICATO DEL	86%
	P_{B2}	0,028	0,26	1,72	NON VERIFICATO DEL	85%
	P_{B3}	0,026	0,24	1,72	NON VERIFICATO DEL	86%
P_C	Unica	0,021	0,20	1,72	NON VERIFICATO DEL	88%

Tabella 23. Risultati analisi cinematiche delle pareti perimetrali

3.3.5. *Analisi dei meccanismi locali di collasso per L’UNITA’ 7*

Come visto per le altre unità anche per questa il meccanismo principale attivato è quello di ribaltamento delle pareti libere dell’unità, in particolare le pareti trasversali alla direzione NORD P_A e P_B .

Come nei casi precedenti per tenere conto dei diversi scarichi dei solai e dell’irregolarità in altezza dell’edificio, l’analisi delle pareti verrà effettuata su sue singole porzioni come illustrato nella figura seguente.

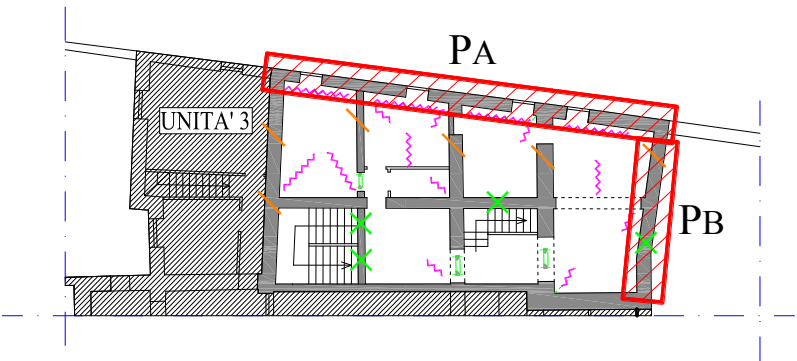


Figura 113. Rilievo del danno Unità 7 pianta piano terra

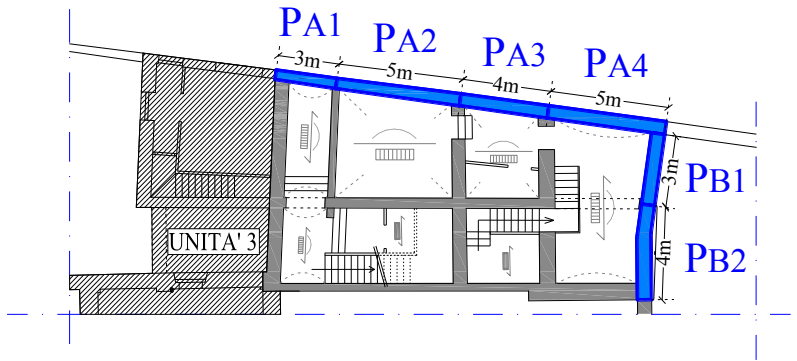


Figura 114. Suddivisione in porzioni delle pareti perimetrali per l'analisi dei cinatismi

PARETE	PORZIONE	α_0	$a_0^*[\text{m/s}^2]$	$a_g S/q[\text{m/s}^2]$	Verifica semplificata con fattore di struttura q	
P_A	P_{A1}	0,069	0,62	1,72	NON VERIFICATO DEL	64%
	P_{A2}	0,062	0,56	1,72	NON VERIFICATO DEL	68%
	P_{A3}	0,020	0,18	1,72	NON VERIFICATO DEL	89%
	P_{A4}	0,028	0,26	1,72	NON VERIFICATO DEL	85%
P_B	P_{B1}	0,034	0,31	1,72	NON VERIFICATO DEL	82%
	P_{B2}	0,031	0,028	1,72	NON VERIFICATO DEL	83%

Tabella 24. Risultati analisi cinematiche delle pareti perimetrali

4. CRITERI DI MODELLAZIONE ED ANALISI GLOBALE

4.1. INTRODUZIONE

Nel Capitolo 2 è stato messo in evidenza come per gli edifici in aggregato, data la loro complessità e le continue modifiche subite nel tempo, per le analisi di vulnerabilità sismica siano molto più significativi i meccanismi locali rispetto ad un'analisi globale dell'intera costruzione. È comunque necessario effettuare un'analisi globale per ogni singola unità in modo da definire gli interventi da effettuare per le crisi di ogni singola parete della struttura per azioni nel loro piano. Si ritiene quindi necessario fare una rapida panoramica sui diversi criteri di modellazione utilizzati dai diversi metodi di analisi presenti in letteratura.

Le normative vigenti riguardanti le costruzioni in muratura affrontano la verifica sismica controllando, come primo passo, che non venga raggiunto il valore di attivazione dei meccanismi fuori dal piano delle pareti soggette a carichi orizzontali al loro piano medio; in seguito si passa alla valutazione del comportamento di insieme della struttura, effettuando una verifica globale della scatola muraria, tale verifica può essere eseguita tramite diversi tipi di analisi.

Nel caso di edifici esistenti in muratura, è possibile far riferimento a diversi tipi di analisi, in funzione del modello con il quale vengono descritte le strutture ed il suo comportamento sismico. In particolare, è possibile far riferimento ai metodi di analisi identificati dalle NTC2008 [2]:

- Analisi Statica Lineare;
- Analisi Dinamica Modale;
- Analisi Statica Non Lineare;
- Analisi Dinamica Non Lineare.

Le NTC2008 [2] forniscono un elenco dettagliato delle condizioni per cui poter utilizzare un'analisi piuttosto che un'altra. Il procedimento, per una progettazione o per una verifica, consisterà, dunque, nella scelta dell'analisi

da effettuare nel rispetto delle condizioni dettate dalle norme e, di seguito, nella definizione del modello di calcolo più adeguato al tipo di analisi.

Nel caso particolare delle costruzioni in muratura, la scelta dell'analisi con cui condurre la verifica o la progettazione in zona sismica è condizionata anche dalla maggiore complessità di comportamento che questa tecnica costruttiva presenta, rispetto, ad esempio, al cemento armato o all'acciaio.

L'analisi statica lineare e l'analisi dinamica modale prevedono l'utilizzo di fattori di struttura la cui definizione appropriata, specialmente nel caso di edifici storici, può risultare problematica. L'analisi modale, inoltre, presupponendo il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, risulta avere limitata attendibilità, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da interconnessioni con strutture adiacenti, da trasformazioni e da fasi costruttive differenti: essa può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione, mentre maggiore cautela deve essere utilizzata nel considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale. Infine, è opportuno utilizzare l'analisi dinamica non lineare solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. L'utilizzo dei metodi di analisi statica non lineare, infine, considerato nel caso di edifici in muratura esistenti come metodo standard per la verifica, come precedentemente introdotto, risulta condizionato al ragionevole onere computazione associato alla scala dell'aggregato esaminato e al livello di accuratezza con il quale è stato possibile acquisire le informazioni sul fabbricato. In definitiva, è l'analisi statica non lineare a presentarsi come il metodo di calcolo più adeguato per gli edifici in muratura in zona sismica, dimostrandosi quello che più soddisfa esigenze di accuratezza e di semplicità di utilizzo.

4.2. COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA PER AZIONI NEL PIANO DELLE PARETI

Se alla struttura viene garantito un comportamento scatolare limitando i meccanismi di collasso delle pareti fuori dal loro piano, la resistenza della stessa dipende esclusivamente dal comportamento delle pareti nel loro piano. Questo è vero se le pareti che risultano ortogonali alla direzione dell'eccitazione considerata, sono in grado di sopportare le sollecitazioni che scaturiscono dal loro funzionamento a piastra. L'edificio in muratura quindi, può essere visto come una scatola tridimensionale composta da vari paramenti verticali (le pareti), costituiti da superfici murarie ove possono essere praticate aperture. Gli elementi resistenti di una parete in muratura sono i *maschi* e le *fasce* murarie, la parete può essere vista come un'insieme di maschi murari reagenti in parallelo collegati tra di loro tramite fasce murarie. Per le pareti murarie soggette ad azioni nel proprio piano la rottura può avvenire in due differenti modi :

- *per collasso dei maschi murari*, nel caso in cui le fasce di piano sono più resistenti Figura 115 (a);
- *per collasso delle fasce di piano*, nel caso in cui le stesse presentino minore resistenza dei maschi Figura 115 (b).

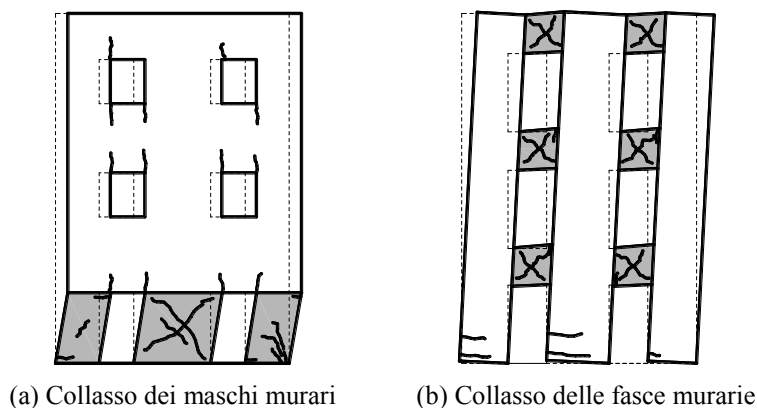


Figura 115. Modalità di crisi delle pareti in muratura

Il collasso dei maschi murari a taglio si verifica in genere nel caso di edifici molto bassi e caratterizzati dalla presenza di fasce di interpiano con elevata

rigidezza, in questo caso i maschi murari risultano soggetti a maggiori deformazioni rispetto alle fasce che risultano avere un comportamento quasi rigido .

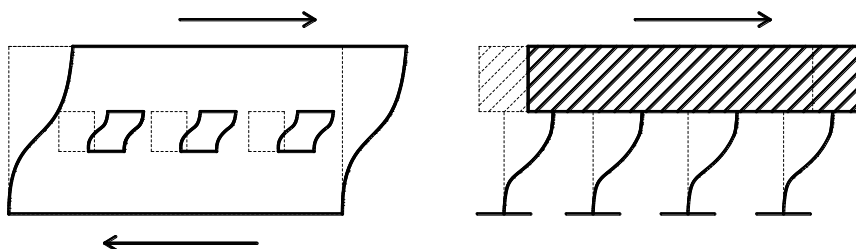


Figura 116. Comportamento di una parete con fasce murarie di elevata rigidezza

Il collasso della parete avviene quando i maschi raggiungono le condizioni ultime. Questo in genere è preceduto da ampie lesioni orizzontali sulle basi inferiori e superiori dei maschi provocate dalla flessione. Nel caso di costruzioni di maggiore altezza e/o con fasce di interpiano di minore rigidezza la comparsa di fessure diagonali si verifica in corrispondenza delle fasce di piano. Le fasce di piano hanno scarsa resistenza a taglio per trazione diagonale a causa dei valori modestissimi dell'azione assiale in corrispondenza dei sottofinestra, determinando fessurazione anche per valori modesti delle azioni orizzontali. Viene favorito un funzionamento a puntone inclinato che consente un funzionamento accoppiato dei montanti murari.

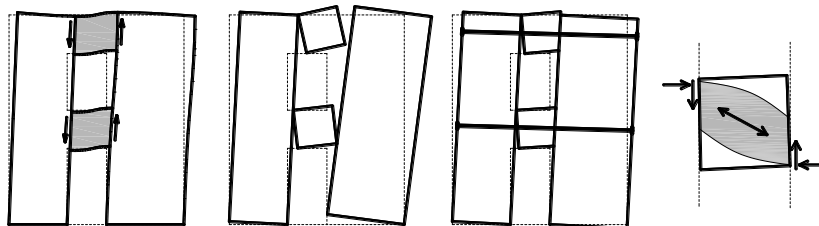


Figura 117. Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico

In tali condizioni i meccanismi di collasso delle fasce murarie sono:

- rottura del puntone compresso (analogo alla rottura a pressoflessione del maschio);
- rottura per taglio.

Quindi è molto importante l'effetto di elementi resistenti a trazione, come catene o cordoli in c.a., disposti a livello delle fasce. In assenza di tali

elementi, perfino la resistenza a flessione delle fasce di piano è praticamente nulla. Le fasce di piano possono sostenere azioni flettenti solo perché inflettendosi trovano contrasto nei cordoli di piano: perché la trave si infletta alcune fibre devono allungarsi. Se ci sono cordoli orizzontali che limitano questo allungamento nasce una azione di compressione dovuta alla reazione dei cordolo. Se non ci sono cordoli orizzontali la resistenza delle fasce di piano non si può ottenere se non inserendo catene o altri tipi di tiranti aggiuntivi.

4.3. MECCANISMI DI ROTTURA DEI PANNELLI MURARI

Per comprendere il comportamento di una parete sotto l'azione di forze orizzontali nel suo piano bisogna analizzare i possibili meccanismi di collasso di pannelli murari. La conoscenza dei complessi fenomeni che governano la risposta del singolo pannello a tale azione è tutt'oggi oggetto di studi approfonditi: solo comprendendo in maniera rigorosa tali fenomeni sarà possibile modellare con sufficiente accuratezza il comportamento sismico degli edifici in muratura. Nella trattazione la muratura verrà considerata come un materiale continuo omogeneo equivalente, andando così a confondere lo stato tensionale locale, difficilmente definibile in via analitica, con uno stato tensionale macroscopico. La descrizione riguarda solamente il comportamento di un pannello sollecitato da un azione sismica nel suo piano che provoca al suo interno uno stato tensionale di compressione e taglio non viene considerato il comportamento del pannello soggetto ad un'azione fuori dal piano, già descritto nei capitoli precedenti. Per quanto concerne i meccanismi di crisi di una parete di muratura sollecitata da azioni nel suo piano, è possibile individuare tre differenti modalità di rottura, che si possono manifestare anche non singolarmente:

- rottura della parete per pressoflessione;
- rottura della parete per taglio con fessurazione diagonale;
- rottura della parete per taglio con scorrimento.

Tali meccanismi sono schematicamente illustrati in Figura 118

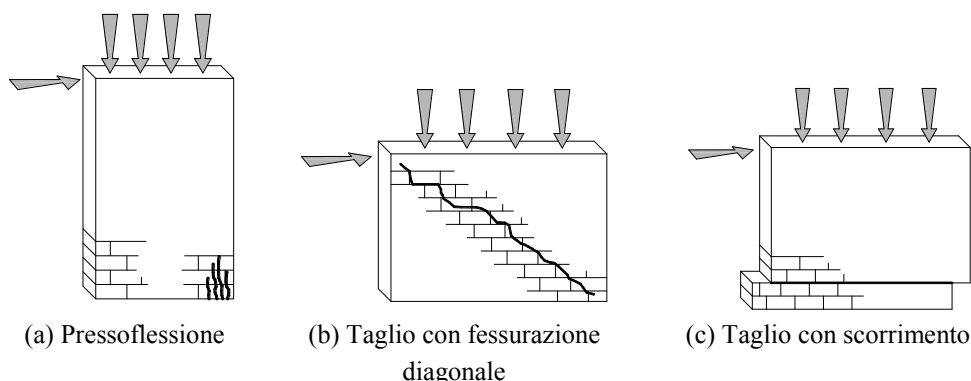


Figura 118. Meccanismi di rottura di pareti in muratura

L'instaurarsi dell'uno piuttosto che dell'altro dipende sostanzialmente dal valore della compressione media applicata, dal rapporto di forma del pannello e dalle condizioni di vincolo delle sue estremità.

I vari meccanismi verranno analizzati singolarmente facendo riferimento al caso di una parete in muratura sollecitata a compressione a taglio nelle due sezioni d'estremità superiore ed inferiore, le risultanti di tali sollecitazioni sono contenute nel piano medio della parete. Per ogni sezione orizzontale della parete è possibile definire il valore dell'azione assiale, del taglio e del momento.

4.3.1. *Meccanismo resistente a pressoflessione*

La rottura di una parete pressoinflessa è associata allo schiacciamento del lembo compresso di una delle due sezioni estreme Figura 118 (a). Il meccanismo di rottura del pannello murario per pressoflessione è predominante rispetto alle altre modalità di rottura qualora si abbiano bassi valori di carico normale al pannello: quando si hanno bassi valori di sforzo assiale, la zona compressa occupa una minima parte della sezione rispetto a quella tesa, lasciando spazio alla formazione di fessure. L'incremento della sollecitazione tagliante e del momento flettente portano alla progressiva parzializzazione della sezione di base e alla sua fessurazione; la crisi sopraggiunge al momento in cui lo sforzo normale applicato è più in grado di equilibrare il momento flettente esterno, innescando così un meccanismo di ribaltamento. E' evidente come l'innescio di tale meccanismo sia legato al

rapporto di forma della parete: se questa è molto snella, con valori H/l molto elevati, il momento ribaltante predomina rispetto a quello generato dall'eccentricità del carico normale che ha funzione stabilizzante. La **resistenza a presso-flessione** o **ribaltamento** può essere descritta con diversi approcci che portano comunque a risultati nella sostanza equivalenti. Se per semplicità si suppone di trascurare il peso proprio del muro rispetto alla forza normale P , e si considerano delle condizioni al contorno quali quelle di Figura 119, con $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$, il valore di V_{max} è definito dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello (Figura 119):

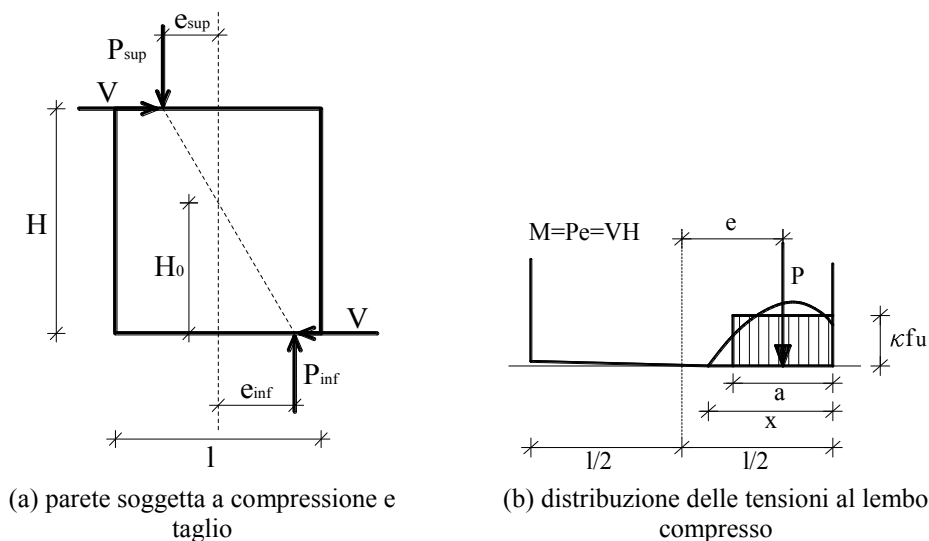


Figura 119. Schema di calcolo

$$a = \frac{P}{\kappa \cdot f_u \cdot t}$$

da cui per l'equilibrio a rotazione si trova il valore del momento ultimo:

$$V_{max} \cdot H_0 = P \cdot e_{inf} = M_u = \frac{P \cdot l}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right) = \frac{l^2 \cdot t \cdot p}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right)$$

dove l è la lunghezza della sezione normale del maschio, t lo spessore, $p = P/lt$ la compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale P , f_u è la resistenza a compressione della muratura, e κ è un coefficiente che

tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa e può essere assunto generalmente di valore compreso tra 0.85 ed 1. L'altezza H_0 corrispondente alla distanza della base dalla sezione di "momento nullo".

4.3.2. *Meccanismi resistenti a taglio*

Il meccanismo di rottura per taglio è, quello che avviene più frequentemente nelle costruzioni in muratura .E' possibile distinguere tra due fondamentali modalità di crisi:

- rottura per taglio con fessurazione diagonale Figura 118 (b);
- rottura per taglio con scorrimento Figura 118 (c).

La rottura per *taglio con fessurazione diagonale* in pannelli di muratura si manifesta solitamente con la formazione di una o più fessure inclinate. Tali fessure diagonali possono essere a loro volta configurate in modo tale da interessare prevalentemente i giunti di malta oppure propagarsi prevalentemente attraverso i mattoni o i blocchi, a seconda della qualità della malta. Solitamente la comparsa di fessure diagonali visibili avviene per valori di taglio totale agente prossimi al massimo taglio resistente ($V_{fess} = 0,85 \div 1,00 V_u$); la fessurazione si innesca inizialmente al centro del pannello per poi propagarsi verso le estremità, nel caso in cui il pannello è soggetto ad azioni cicliche si ha la formazione di due sistemi di fessure diagonali incrociate.

La rottura per *taglio con scorrimento* è associata alle tensioni tangenziali, si manifesta con uno scorrimento di una parte del muro sull'altra lungo una o più superfici di frattura orizzontali, tipicamente contenute nei letti orizzontali di malta. Tale meccanismo si innesca facilmente in elementi già affetti da fessurazione flessionale, caratterizzati da una certa parzializzazione delle sezioni di estremità.

Nella valutazione della **resistenza a taglio** è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. Nel primo caso uno dei criteri più noti è quello proposto dai ricercatori sloveni. Nei primi anni Settanta Turnšek e Cacovic (1971,[20]) ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura.

Si assume quindi che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{tu} per l'appunto). Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$V_u = l \cdot t \cdot \frac{f_{tu}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}}; \quad \sigma_m = \frac{N}{l \cdot t}$$

Dove b è pari a 1.5. Per poter applicare la formula anche a pannelli tozzi sono stati proposti valori di b variabili con il rapporto di forma:

$b = 1.5$ per $H/l \geq 1.5$;

$b = 1$ per $H/l \leq 1.5$.

La tradizionale alternativa all'approccio basato sulla resistenza a trazione convenzionale è l'approccio con il criterio di Mohr-Coulomb. In questo caso la resistenza a taglio della muratura viene espressa nella forma:

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma$$

dove c e μ sono rispettivamente coesione e coefficiente di attrito della muratura. Secondo l'impostazione seguita da gran parte delle normative, la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro, individuabile come l'area compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione:

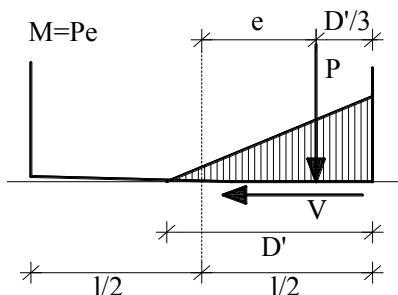


Figura 120. Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica.

Nel calcolo della resistenza a taglio unitaria si sostituisce allo sforzo normale σ la compressione media della zona reagente. Posta quindi D' la lunghezza della zona reagente di una sezione soggetta ad una azione assiale P con eccentricità $e > l/6$, si ha che, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni (Figura 120), vale la relazione:

$$D' = \beta \cdot l = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) \cdot l = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P l} \right) \cdot l$$

in cui si introduce il rapporto di taglio $\alpha_v = M/Vl$, con $M = P e$. Quindi la resistenza a taglio può essere calcolata come:

$$V_u = f_{vk} \cdot t \cdot D'$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

$$V_u = \beta \cdot l \cdot t \cdot \left(f_{vk0} + 0,4 \frac{P}{\beta \cdot l \cdot t} \right) = \beta \cdot l \cdot t \cdot \left(f_{vk0} + 0,4 \frac{\sigma_d}{\beta} \right) = l \cdot t \cdot \left(\frac{1,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d}{1 + 3 \frac{f_{vk0} \cdot \alpha_v}{\sigma_d}} \right)$$

Tale formulazione risulta più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che una per fessurazione diagonale. I meccanismi di collasso descritti si verificano se al pannello sono impediti le rotazioni di corpo rigido ossia se le fasce murarie sono in grado di trasmettere una coppia di azioni assiali che equilibra il momento ribaltante dovuto alla forza orizzontale. Se invece le fasce di piano collassano si verificano rotazioni di corpo rigido, accompagnate da grandi spostamenti del pannello. Si tratta di un meccanismo di collasso caratterizzato da elevate richieste di duttilità nei pannelli e bassa capacità dissipativa.

Per evitare che si verifichi bisogna incrementare la rigidità delle fasce di piano mediante:

- tiranti verticali ancorati in fondazione;
- cordoli in c.a. che, limitano le inflessioni della fascia di piano.

4.4. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE MURARIE

Il comportamento sismico degli edifici in muratura differisce da quello degli edifici a telaio (tipici delle strutture in c.a. o in acciaio) sia per una diversa distribuzione delle masse sia per le diverse caratteristiche geometriche e di rigidità degli elementi che li contraddistinguono.

La modellazione strutturale delle costruzioni in muratura può essere affrontata secondo approcci molto differenti tra loro in funzione delle finalità delle analisi. La ricerca su tali tematiche è molto attiva in Italia: solo negli ultimi venti anni sono stati proposti numerosi modelli per il calcolo della risposta sismica di pareti murarie e di edifici. Sono caratterizzati da diversi livelli di dettaglio e sviluppati a partire da differenti presupposti teorici. La diversità dei presupposti teorici è spesso conseguenza della grande varietà degli oggetti che vengono studiati: quando si parla di murature si intendono forme costruttive che possono differire considerevolmente per materiali, tessitura concezione d'insieme del sistema strutturale e dettagli costruttivi.

Nei prossimi paragrafi verranno illustrati e messi a confronto i principali modelli che, consentono l'analisi di interi edifici, il confronto verrà effettuato in termini di taglio alla base, sui risultati ottenuti per una stessa parete in muratura, dai diversi modelli di calcolo esaminati, quali:

- METODO “POR” (Considera i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce)
- METODO “SAM” (Schematizza la parete muraria con un telaio equivalente, con deformazioni ed eventuali rotture localizzate sia nei maschi che nelle fasce)
- METODO “3MURI” (Si basa anch'esso su una modellazione a telaio equivalente solo che il modello di macroelemento è un modello a base meccanica descritto da un legame costitutivo in cui si ha degrado di rigidezza e resistenza (softening)
- METODO “FEM” (Discretizza la parete mediante elementi finiti di superficie)
- METODO “SEMPLIFICATO”(Schematizza la parete in macroelementi affidando la resistenza della stessa ai soli maschi murari)

La parete in esame presenta le seguenti caratteristiche:

4.4.1. *Caratteristiche geometriche della parete in esame:*

La parete in esame di dimensioni 10 m x 7 m dello spessore si 0,7 m presenta aperture allineate ed è caratterizzata da due piani di altezza $h_{\text{interpiano}} = 3,5$ m sui quali scaricano due solai laterocementizi di spessore 0,3 m per il primo impalcato e 0,2 m per il secondo.

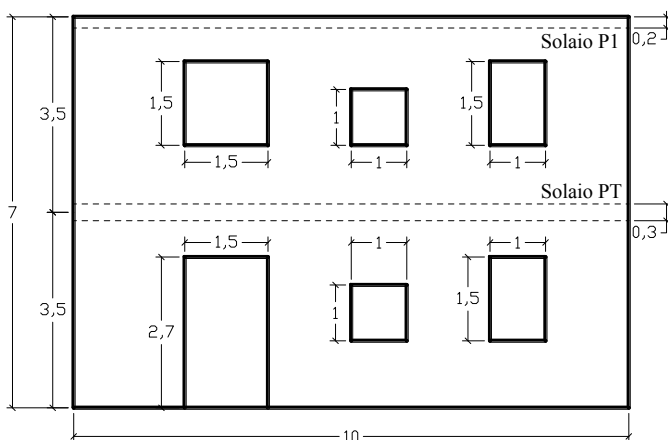


Figura 121. Caratteristiche geometriche della parete in esame

4.4.2. *Caratteristiche dei materiali:*

La parete è costituita dalla stessa muratura riscontrata negli edifici analizzati, quindi come valori caratteristici di resistenza si farà riferimento a quelli ottenuti dalle prove riportate nella Tabella 19 del paragrafo 3.2.9.6 Capitolo 3 di seguito riassunte:

$$f_m = 1,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (intervallo di variazione: } 1,0 \div 1,8 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\tau_0 = 0,026 \text{ N/mm}^2 \text{ (intervallo di variazione: } 0,020 \div 0,032 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$E = 870 \text{ N/mm}^2 \text{ (intervallo di variazione: } 1050 \div 690 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$G = 290 \text{ N/mm}^2 \text{ (intervallo di variazione: } 350 \div 23 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$w = 19 \text{ kN/m}^3$$

Si applicano inoltre, alle sole resistenze, due coefficienti riduttivi, corrispondenti al fattore di confidenza per il livello LC2 $FC = 1,2$ e al coefficiente di sicurezza per edifici in muratura pari a 2 (D.M. 7.8.1.1 [2]):

Per analisi lineari:

$$f_m = 0,583 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 0,0108 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = 1,5 \times \tau_0 = 0,0162 \text{ N/mm}^2$$

Per analisi non lineari:

$$f_m = 1,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 0,0216 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = 1,5 \times \tau_0 = 0,0324 \text{ N/mm}^2$$

4.4.3. Azioni di calcolo:

4.4.3.1. Carichi permanenti

Per quando riguarda i pesi propri della strutta si considerano le azioni dovute allo scarico di due solai laterocementizi di larghezza di m 5 ed orditi in direzione perpendicolare alla parete esaminata, le caratteristiche sono riportate nelle tabelle seguenti:

Larghezza (m)	b _{TRAVETTO} (m)	Interasse (m)	h _{sol} (m)	N°travetti	G _{trav} (KN/m)	h _{TRAVETTO} (m)	Carico (KN/m)
5	0,12	0,8	0,3	2	1,56	0,26	17,9

Tabella 25. Analisi dei carichi solaio primo impalcato

Larghezza (m)	b _{TRAVETTO} (m)	Interasse (m)	h _{sol} (m)	N°travetti	G _{trav} (KN/m)	h _{TRAVETTO} (m)	Carico (KN/m)
5	0,12	0,8	0,2	2	1,56	0,16	13,4

Tabella 26. Analisi dei carichi solaio secondo impalcato

4.4.3.2. Carichi di esercizio

I carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera sono ricavati dalla tabella 3.1.II [2]:

Q _k (KN/m)	G _{2k} (KN/m)	ψ _G	ψ _{Qsol}
2	1,5	1	0,3

Tabella 27. Valori dei carichi d'esercizio

4.4.3.3. Azione sismica di riferimento

L'azione sismica è stata considerata tramite lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali definito nelle NTC 08 (3.2.3.2.1) [2], opportunamente scalato in funzione delle caratteristiche del terreno,

conducendo in seguito le verifiche con riferimento allo Stato Limite Ultimo (salvaguardia della vita umana).

Per il calcolo dell' azione sismica si farà riferimento al sito dove sorgono le unità strutturali analizzate longitudine 12° 4 8' 18" Est e latitudine 41° 91' 10" Nord e ai seguenti valori relativi allo spettro sismico concordemente alle NTC 08 [2]:

T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F° [-]	T^*_C [s]
30	0,773	2,400	0,272
50	1,019	2,332	0,281
72	1,201	2,318	0,289
101	1,396	2,304	0,296
140	1,607	2,301	0,309
201	1,87	2,315	0,318
475	2,558	2,364	0,347
975	3,278	2,400	0,364
2475	4,437	2,458	0,384

Tabella 28. Valori dei parametri spettrali per i periodi di ritorno T_R di riferimento

Le strutture corrispondono a edifici ordinari di civile abitazione con:

- **periodo di ritorno** del sisma di progetto corrispondente a 475 anni (10% di probabilità di eccedenza in 50 anni)
- **vita nominale** considerata pari a 50 anni (punto 2 tab. 2.4.1 - § 2.4.1. NTC-08 [2], “opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)
- **classe d'uso II** (§ 2.4.2. NTC-08 [2]): “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali”.

Pertanto, la V_R (vita di riferimento) della struttura sarà pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Con C_U (coefficiente d'uso) si determina utilizzando i dati di Tab. 2.4.II delle NTC 08 [2]. Per una classe d'uso II, il coefficiente d'uso vale 1, per cui la

vita di riferimento V_R considerata è pari a 50 anni, con conseguente periodo di ritorno del sisma pari a 475 anni. Gli spettri di domanda sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella Tabella 28 (parametri spettrali) in allegato alle NTC 08 [2]. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro relativo ad un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento dello stato limite in esame. Lo spettro sismico dipende anche dalla “classe del suolo” e dalla “categoria topografica”. Secondo quanto emerso dalle indagini geologiche svolte si assume un terreno di categoria “B” con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, per il quale non viene valutato alcun coefficiente di amplificazione dovuto alle condizioni topografiche del sito (§ 3.2.3.2.1. NTC-08 [2]), da cui segue $S_T = 1.0$ (Tabella 3.2.VI NTC-08 [2]). Possono essere quindi determinati i parametri per la costruzione dello spettro elastico relativi ad un tempo di ritorno di 475 anni Tabella 29.

PARAMETRI DELLO SPETTRO ELASTICO DELL'ACCELERAZIONE ORIZZONTALE - SLV			
PARAMETRI INDIPENDENTI		PARAMETRI DIPENDENTI	
a_g [m/s ²]	2,560	S [-]	1,154
F_0 [-]	2,364	η [-]	1,000
T_C^* [s]	0,347	T_B [-]	0,157
S_s [-]	1,154	T_C [-]	0,427
C_C [-]	1,360	T_D [-]	2,644
S_T [-]	1,000	PGA [$a_g \cdot S$]	2,951

Tabella 29. Parametri dello spettro elastico dell'accelerazione orizzontale (suolo B).

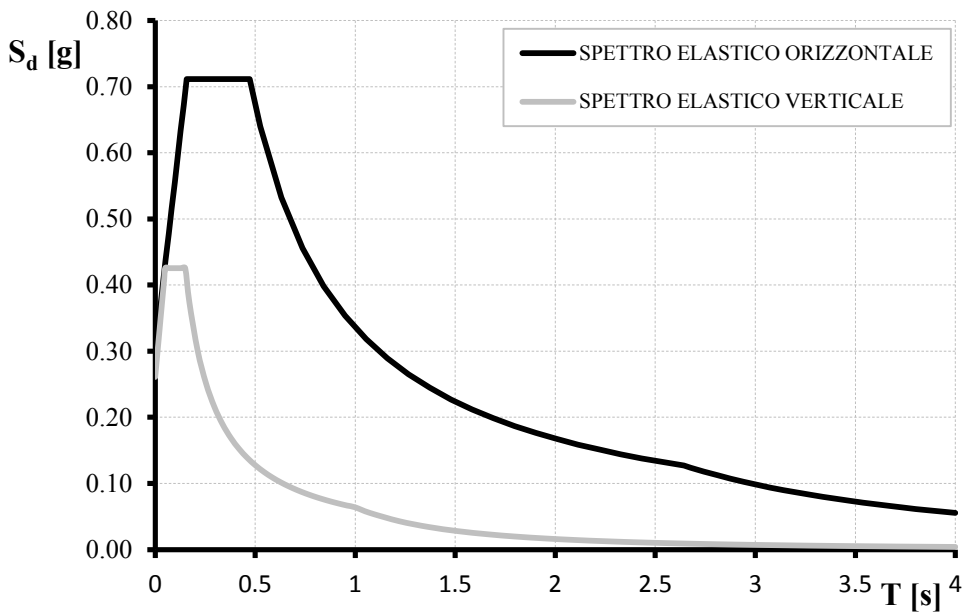


Figura 122. Spettri di risposta (componenti orizzontali e verticali) per lo stato limite SLV

Primo periodo di vibrazione della parete considerata

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,22s$$

Per il calcolo dell'azione sismica si fa riferimento ai parametri riferiti al sito de l'Aquila

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0,828$$

$$F_{TOT} = S_e(T_1) \cdot W_{TOT}$$

$$F_i = F_{TOT} \cdot \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j}$$

IMP	L	Solaio	MASCHI	FASCE	Wi	hi	W _{tot}	M _{tot}	F _{htot}	Fi
	m	kN	kN	kN	kN	m	kN	kNsec ² /m	kN	kN
P _T	10	178,6	285,3	131,67	595,6	3,7	1058	108	876	460
P _I	10	133,6	125,4	43,89	302,8	6,6				417

Tabella 30. Pesi sismici degli impalcati

4.4.3.4. Combinazione delle azioni

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (NTC08 3.2.4 [2]):

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

4.4.4. **Metodo “POR”**

Questo metodo schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente senza prendere in esame la rigidezza reale delle fasce orizzontali di muratura. La scelta di considerare il solaio a rigidezza infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidezza del sistema solaio+fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impedita all'estremità

4.4.4.1. Caratterizzazione geometrica della parete

La parete in oggetto è stata modellata ipotizzando la presenza degli impalcati infinitamente rigidi ai due piani in corrispondenza delle strutture orizzontali. Per tale motivo è possibile schematizzare i soli elementi strutturali verticali in muratura, come elementi resistenti, come identificato nella rappresentazione grafica seguente:

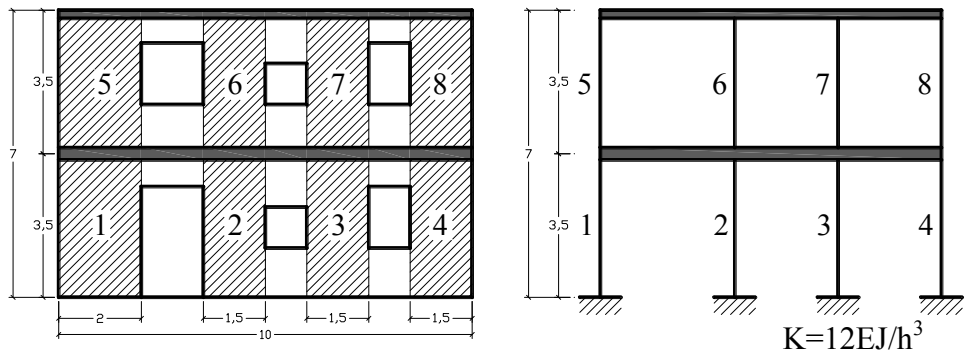


Figura 123. Schematizzazione della parete con il metodo POR

Per ogni impalcato è possibile distinguere n. 4 maschi che saranno identificati in base alla rigidezza inerziale, caratteristica di fondamentale importanza nella distribuzione delle sollecitazioni totali.

Impalcato	Maschio	h [m]	l [m]	s [m]	E [kN/m ²]	J [m ⁴]	Peso [kN]
1	1	3,50	2,00	0,70	1050000	0,467	595,6
	2	3,50	1,50	0,70		0,197	
	3	3,50	1,50	0,70		0,197	
	4	3,50	1,50	0,70		0,197	
2	5	3,50	2,00	0,70	1050000	0,467	302,8
	6	3,50	1,50	0,70		0,197	
	7	3,50	1,50	0,70		0,197	
	8	3,50	1,50	0,70		0,197	

Tabella 31. Caratteristiche dei maschi murari Metodo POR

4.4.4.2. *Analisi statica equivalente*

Nella rappresentazione grafica seguente sono state applicate le forze sismiche in corrispondenza dei due impalcati ed i taglianti di piano.

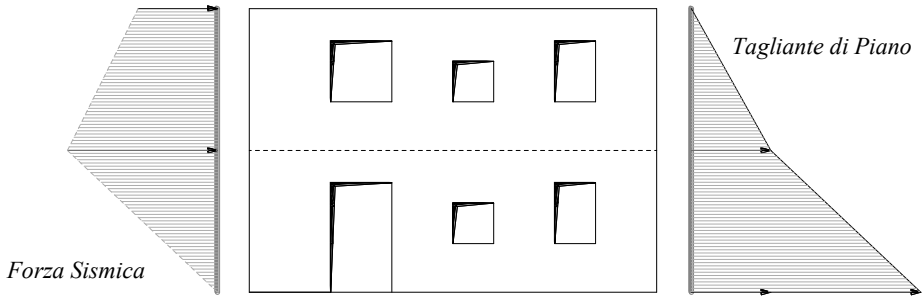


Figura 124. Distribuzione azione sismica

MASCHIO	COEF. DISTRIBUZIONE	TAGLIO	SOMMA
1	0,441	335,34	877
2	0,186	180,56	
3	0,186	180,56	
4	0,186	180,56	

Tabella 32. Valori di taglio alla base METODO POR

4.4.4.3. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare verrà effettuata implementando il modello in SAP2000 applicando le forze sismiche con distribuzione proporzionale alle masse della parete esamina e inserendo le cerniere plastiche a taglio ad 1/2 dell'altezza dei maschi murari.

4.4.4.3.1. *Modellazione cerniere plastiche (Circolare 617/2009 C8.7.1.5 [3])*

Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità. Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_0 = P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione);

- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_{0d}$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello;
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

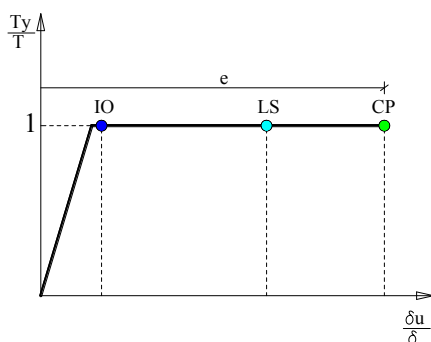


Figura 125. Comportamento elasto-plastico di un elemento maschio (taglio)

Elemento	t m	l m	H m	N kN	σ_0 kN/m ²	V_t kN	e -	IO %	LS %	CP %
1	0,7	2	3,5	240	172	96	0,014	0,002	0,007	0,014
2	0,7	1,5	3,5	234	223	80	0,014	0,002	0,007	0,014
3	0,7	1,5	3,5	217	206	77	0,014	0,002	0,007	0,014
4	0,7	1,5	3,5	176	167	71	0,014	0,002	0,007	0,014
5	0,7	2	3,5	75	54	65	0,014	0,002	0,007	0,014
6	0,7	1,5	3,5	82	78	55	0,014	0,002	0,007	0,014
7	0,7	1,5	3,5	76	73	53	0,014	0,002	0,007	0,014
8	0,7	1,5	3,5	61	58	50	0,014	0,002	0,007	0,014

Tabella 33. Valori delle cerniere plastiche a taglio dei maschi murari

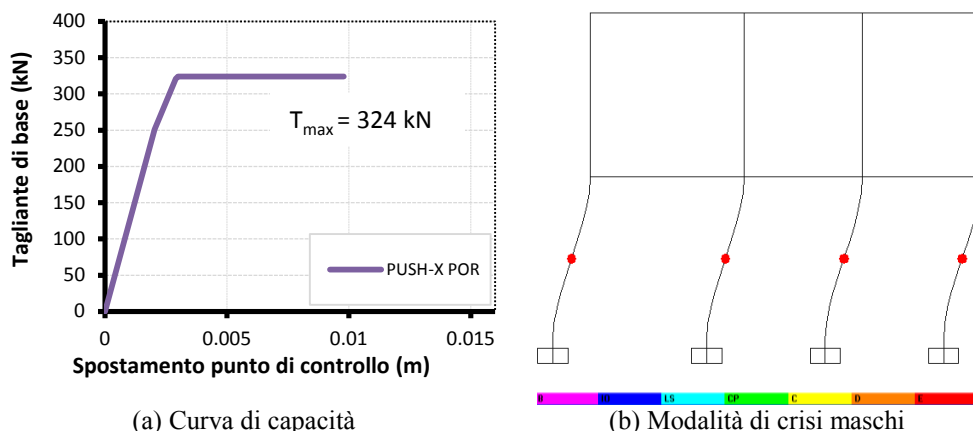


Figura 126. Risultati METODO POR

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA
1	96	251,9 kN
2	51,69	
3	51,69	
4	51,69	

Tabella 34. Valori di taglio alla base METODO POR

4.4.5. Metodo “SAM”

Il Metodo SAM, il cui nome è l'acronimo di *Simplified Analysis Method*, è un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare a macroelementi di edifici in muratura soggetti ad azione sismica. Il metodo è stato sviluppato per la muratura di mattoni non armata e si è dimostrato applicabile anche per altri tipi di muratura, tra cui quella armata.

Il metodo prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi costituita da elementi di tipo *beam*, nella quale la struttura è schematizzata secondo un telaio equivalente costituito da:

- elementi ad asse verticale (maschio murario);
- elementi ad asse orizzontale (fascia muraria).

Nella modellazione a telaio equivalente di un edificio viene considerata la parte di struttura compresa fra lo spiccato del piano di fondazione e l'estradosso del solaio di copertura o di sottotetto. In questo modello ciascun elemento del telaio avente sviluppo verticale od orizzontale, è rappresentabile come elemento monodimensionale di tipo beam mediante un segmento coincidente con l'asse baricentrico dell'elemento stesso, delimitato da nodi posizionati alle intersezioni del segmento con gli assi baricentrici degli elementi cui è collegato.

Ogni elemento del modello a telaio equivalente è caratterizzato da un comportamento anelastico di tipo elasto-plastico-fragile, con resistenza equivalente definita in funzione della risposta flessionale ed a taglio. Inoltre l'introduzione di bracci infinitamente rigidi (rigid offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia, aventi opportune dimensioni, consente di modellare la ridotta deformabilità dei campi di muratura delimitati dalle aperture nella parete (zone di "nodo" o nodi strutturali).

4.4.5.1. Caratterizzazione geometrica della parete

4.4.5.1.1. *L'elemento maschio*

Il generico elemento maschio murario si suppone che sia costituito da una parte centrale deformabile, caratterizzata da resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, in corrispondenza delle estremità. L'altezza della parte deformabile, o altezza efficace H_{eff} del maschio, deve essere definita in modo tale da tenere conto in modo approssimato della differente deformabilità della muratura nelle zone di nodo e nella zona centrale compresa tra due aperture. L'altezza efficace può essere valutata in base alla relazione, proposta da Dolce (1989) [21], in funzione delle dimensioni geometriche del pannello e delle aperture:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \frac{H - h'}{h'}$$

dove H è l'altezza netta di interpiano, D la lunghezza del pannello e h' un parametro convenzionale di altezza definito attraverso un metodo semplificato indicato nella figura seguente:

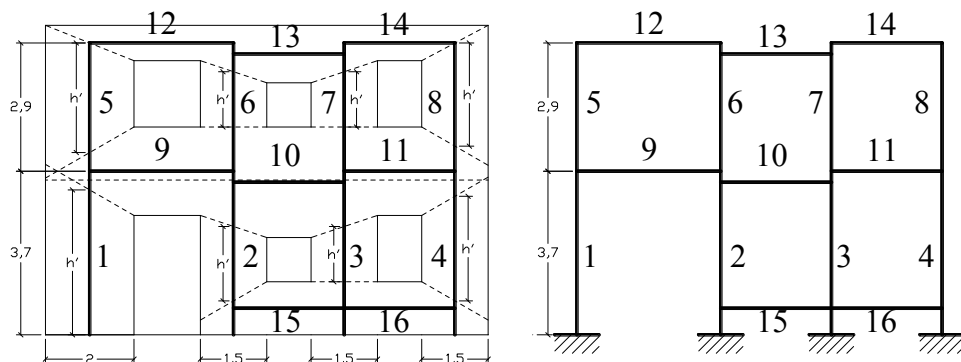


Figura 127. Schematizzazione della parete con il metodo SAM

Elemento	H m	D m	h' m	H _{eff} m	H _i m	H _i m
1	3,7	2	3,28	3,37	0,00	0,15
2	3,7	1,5	1,68	2,28	0,65	0,80
3	3,7	1,5	1,25	2,23	0,84	0,99
4	3,7	1,5	2,37	2,65	0,74	0,89
5	2,9	2	2,48	2,59	0,35	0,30
6	2,9	1,5	1,25	1,91	0,70	0,65
7	2,9	1,5	1,25	1,91	0,70	0,65
8	2,9	1,5	2,33	2,45	0,45	0,40

Tabella 35. Altezza efficace maschio

4.4.5.1.2. L'elemento fascia

Le fasce murarie sono elementi di muratura ad asse orizzontale che collegano tra loro i montanti appartenenti ad una stessa parete. Esse si posizionano al di sopra di una apertura presente in una parete e sono collegate alle estremità agli assi baricentrici di due montanti adiacenti. Per le fasce murarie la disponibilità di teorie e sperimentazioni è assai limitata e non è paragonabile a quella relativa ai maschi. Nella maggior parte dei metodi utilizzati in campo

applicativo per l'analisi delle strutture murarie, il ruolo delle fasce è sempre stato considerato di scarso rilievo e al loro comportamento non è mai stata dedicata molta attenzione. Tuttavia, sebbene siano i montanti murari a costituire il sistema principale di resistenza, le fasce rivestono in primo luogo il ruolo di elementi di accoppiamento tra i montanti murari potendo così influenzare considerevolmente la risposta di una parete multipiano nei riguardi della distribuzione delle caratteristiche di sollecitazione conseguenti sui maschi, nonché nelle modalità di danneggiamento che possono attivarsi. L'elemento fascia presenta una parte centrale deformabile a flessione e taglio, caratterizzata da resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, alle estremità, di lunghezza pari a metà della lunghezza del pannello murario corrispondente. La lunghezza della parte centrale deformabile (da i' a j') è chiamata lunghezza efficace e le parti estreme ($i-i'$ e $j'-j$) costituiranno i bracci in direzione orizzontale degli offsets di nodo. Nel caso delle fasce, al contrario dei maschi, non esistono formulazioni apposite per definire la lunghezza efficace, ma si ritiene che assumerla pari alla luce libera delle aperture sia appropriato.

Elemento	H m	H _{eff} m	H _i m	H _j m
9	3,25	1,5	1	0,75
10	2,5	1	0,75	0,75
11	2,5	1	0,75	0,75
12	3,25	1,5	1	0,75
13	2,5	1	0,75	0,75
14	2,5	1	0,75	0,75
15	2,5	1	0,75	0,75
16	2,5	1	0,75	0,75

Tabella 36. Altezza efficace fascia

Una volta definite le caratteristiche geometriche del telaio equivalente riferito alla parete in esame, si riportano tali valori in SAP in modo da costruire il modello geometrico sul quale applicare i carichi necessari per le analisi.

4.4.5.2. Costruzione del telaio equivalente in SAP

Le dimensioni degli elementi di maschio e fascia precedentemente determinate, vengono riportate nel software di calcolo SAP2000 attraverso l'inserimento di tratti rigidi in corrispondenza dei nodi del telaio individuato

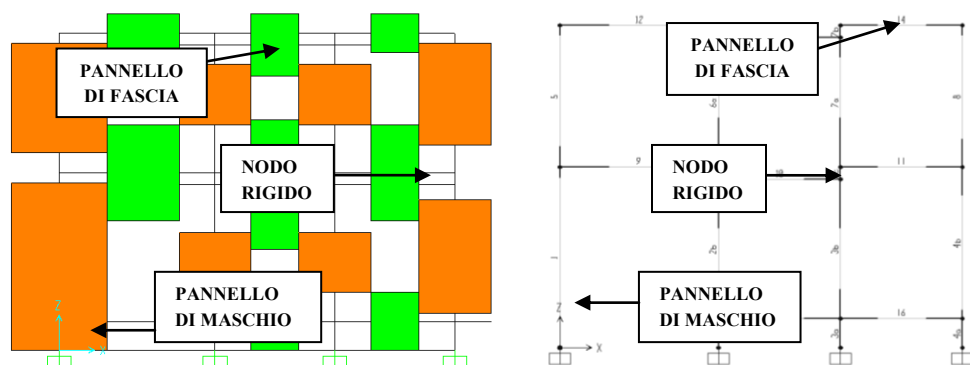


Figura 128. Costruzione del telaio equivalente in SAP

4.4.5.3. Analisi statica equivalente

L'analisi viene svolta applicando l'azione sismica calcolata precedentemente, ai due impalcati del telaio con una distribuzione proporzionale alla massa dell'impalcato. Nella seguente tabella vengono riportati i risultati in termini di taglio alla base ottenuti dal software:

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA
1	160,83	877 kN
2	252,52	
3	335,56	
4	128,09	

Tabella 37. Valori di taglio alla base METODO SAM

4.4.5.4. Analisi statica non lineare

Il metodo è statico equivalente tuttavia la simulazione tiene conto dei più importanti aspetti dinamici della risposta. In particolare, nel caso di strutture in muratura, si considera un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, verificando la deformazione della struttura e confrontandola con la richiesta in termini di deformazione richiesto dalla normativa.

4.4.5.4.1. L'elemento maschio (Meccanismi di crisi)

Pressoflessione nel piano (cap. 7.8.2.2.1 NTC 08 [2])

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_0 = P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione)
Se P è di trazione, $M_u = 0$;
- $f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

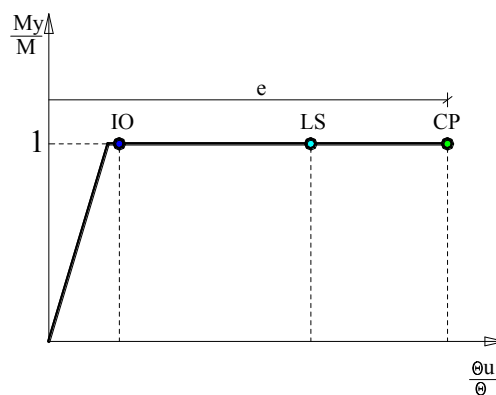


Figura 129. Comportamento elasto-plastico di un elemento maschio (pressoflessione)

Tabella 39. Cerniere plastiche maschi taglio

4.4.5.4.2. L'elemento fascia (Meccanismi di crisi)

Pressoflessione nel piano (cap. 7.8.2.2.4 NTC 08 [2])

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come :

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right]$$

dove

- H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$ $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

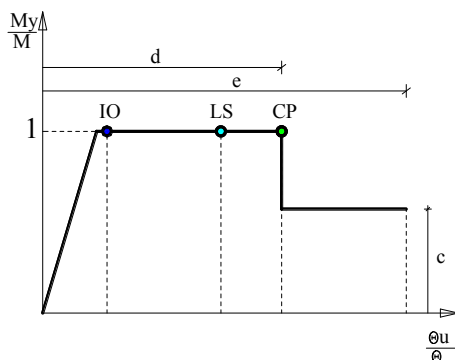


Figura 130. Comportamento elasto-plastico fragile di un elemento fascia (pressoflessione)

Elemento	t m	h m	M_u kNm	H_p kN/m ²	d -	e -	c -	IO -	LS -	CP -
9 i - j	2	1,5	46	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
10 i - j	2,5	1	63	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
11 i - j	2	1	46	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
12 i - j	0,8	1,5	6	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
13 i - j	1,3	1	23	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
14 i - j	0,8	1	6	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004

15	i - j	1,2	1	19	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004
16	i - j	1,2	1	19	67	0,004	0,008	0,6	0,001	0,003	0,004

Tabella 40. Cerniere plastiche fasce pressoflessione

Taglio (cap. 7.8.2.2.4 NTC 08 [2])

Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

- h è l'altezza della sezione della trave
- $f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

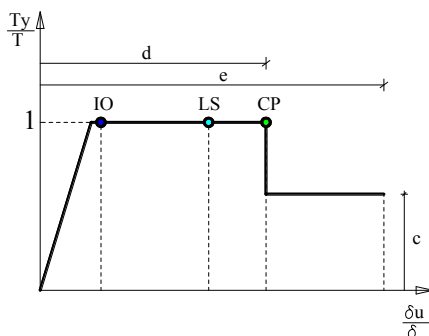


Figura 131. Comportamento elasto-plastico fragile di un elemento fascia (taglio)

Elemento	h m	t m	f _{vd} kN/m ²	V _t kN	IO %	LS %	CP %
9	2	0,7	24	33	0,0010	0,0030	0,0040
10	2,5	0,7	24	41	0,0013	0,0038	0,0050
11	2	0,7	24	33	0,0010	0,0030	0,0040
12	0,8	0,7	24	13	0,0004	0,0012	0,0016
13	1,3	0,7	24	22	0,0007	0,0020	0,0026
14	0,8	0,7	24	13	0,0004	0,0012	0,0016
15	1,2	0,7	24	20	0,0006	0,0018	0,0024
16	1,2	0,7	24	20	0,0006	0,0018	0,0024

Tabella 41. Cerniere plastiche fasce taglio

Per ogni elemento, sia maschio che fascia, verranno inserite 2 cerniere plastiche a pressoflessione alle estremità e una a taglio in mezzeria.

4.4.5.5. Risultati

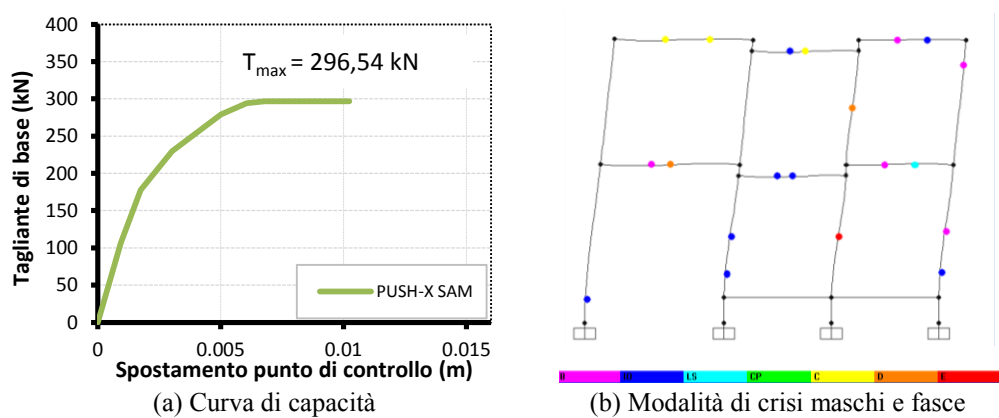


Figura 132. Risultati METODO SAM

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA
1	59,93	287 kN
2	79,97	
3	76,96	
4	70,14	

Tabella 42. Valori di taglio alla base METODO SAM

4.4.6. Metodo “3 MURI”

4.4.6.1. Caratterizzazione geometrica della parete

Per poter analizzare la stessa parete esaminata in precedenza è necessario, per questo tipo di software, inserirla in una struttura scatolare.

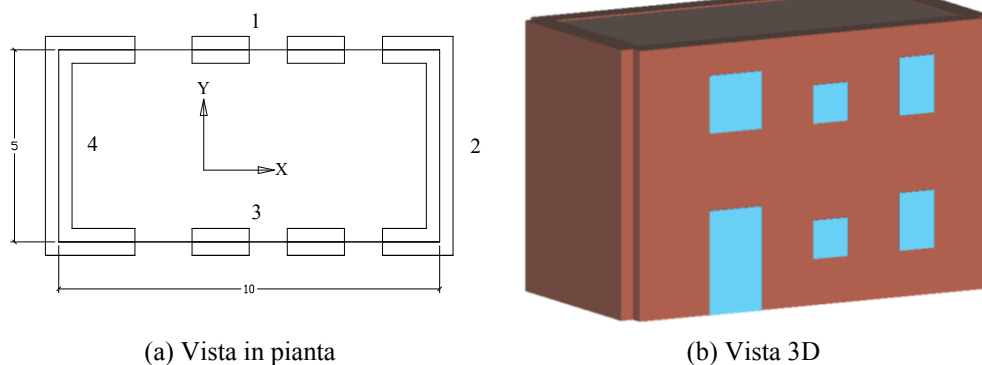


Figura 133. Modello geometrico in 3Muri

Le pareti 1 e 3 hanno le medesime caratteristiche in modo che l'azione del sisma in direzione x si riparta ugualmente sulle due pareti.

4.4.6.2. Caratterizzazione geometrica della parete

Il software 3 Muri costruisce automaticamente il telaio equivalente della struttura:

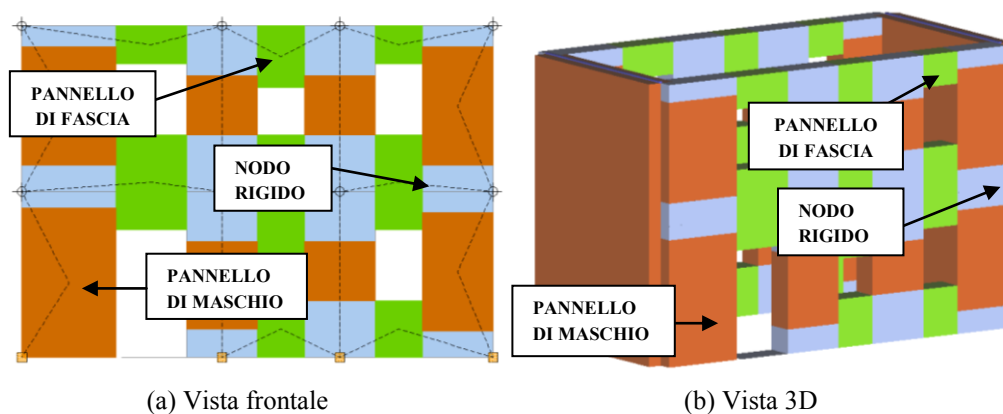


Figura 134. Costruzione del telaio equivalente in 3Muri

4.4.6.3. *Analisi statica equivalente*

Il software 3Muri non permette di effettuare un'analisi statica equivalente, è possibile confrontare i risultati ottenuti con i diversi software riducendo le azioni sismiche facendo rimanere la struttura in campo elastico. Dalla curva di capacità ottenuta dall'analisi statica non lineare effettuata con il 3Muri, incrementando i parametri di resistenza della muratura utilizzata, è possibile identificare un valore di azione sismica che mantenga la parete ancora in campo elastico.

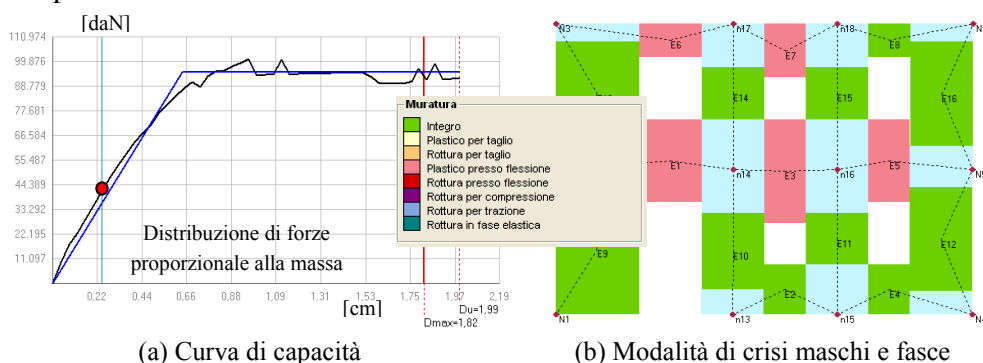


Figura 135. Costruzione del telaio equivalente in 3Muri

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA
1 – N1	30	208 kN
2 – n13	55	
3 – n15	85	
4 – N4	38	

Tabella 43. Valori di taglio alla base METODO 3MURI

4.4.6.4. *Analisi statica non lineare*

Il modello di macroelemento è un modello a base meccanica descritto da un legame costitutivo:

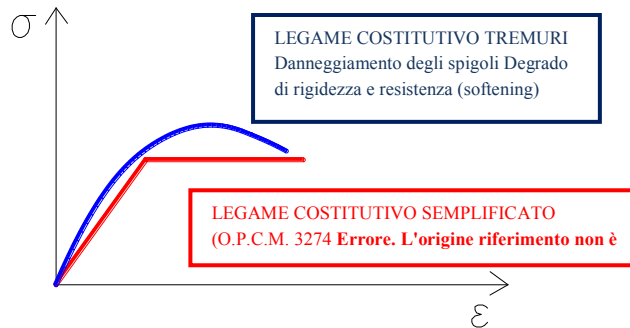
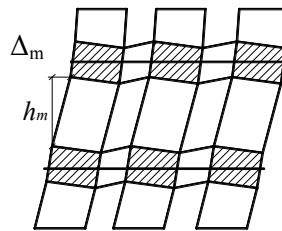


Figura 136. Legame costitutivo del 3Muri

Il legame precedentemente illustrato viene completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con l'Ordinanza 3431 [18] (*punti 8.2.2.1, 8.2.2.2. e 11.5.8.1*) si è stabilito di definire deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pan-nello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali.



$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 & \text{Taglio} \\ 0,006 & \text{Pressoflessione} \end{cases}$$

Figura 137. Drift ultimo del pannello

Tali *drift* vengono considerati separatamente all'interno del macroelemento considerando gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale (in cui si concentra la deformabilità a taglio) ed alle porzioni di estremità (in cui si ha la pressoflessione):

$$\delta^{Taglio} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \varphi_e$$

$$\delta^{Pressoflessione} = \frac{(\varphi_i - \varphi_j)}{2} + \varphi_e$$

Il superamento di tali limiti comporta la pressoché totale perdita di resistenza flessionale e tagliante del pannello, che conserva una sia pur ridotta rigidità assiale (diviene pertanto una biella).

4.4.6.5. Risultati

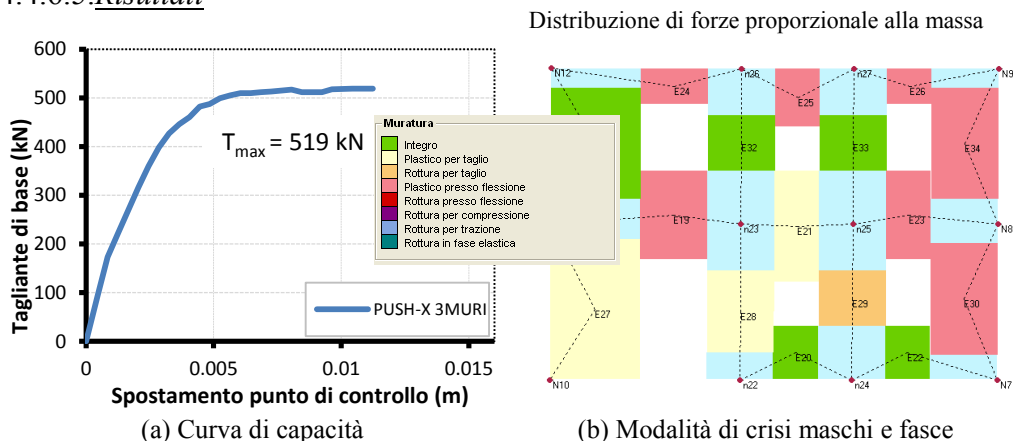


Figura 138. Risultati METODO 3MURI

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA
1	28	170,4 kN
2	63	
3	1,4	
4	78	

Tabella 44. Valori di taglio alla base METODO 3MURI

4.4.7. Metodo “FEM”

4.4.7.1. Caratterizzazione geometrica della parete

La parete in esame è stata implementata nel software agli elementi finiti DIANA tno rel 9.2.

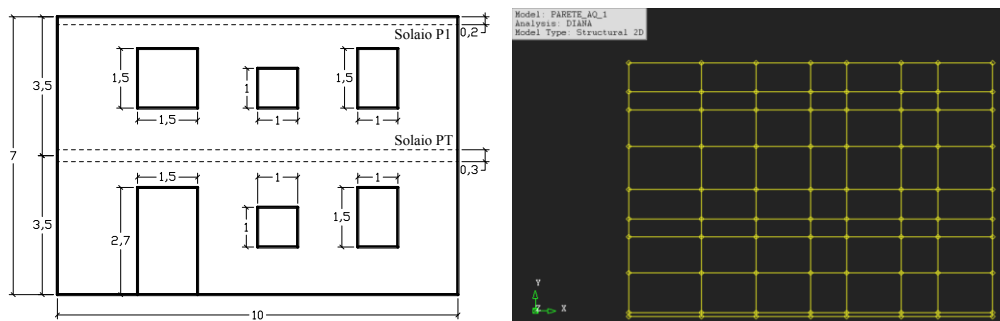


Figura 139. Schematizzazione della parete con il metodo FEM

Sono stati definiti i modelli di comportamento del materiale muratura nel suo complesso (elementi lapidei + malta), stabilendo un comportamento differente per lo stato di sollecitazione a compressione e trazione. Il modello dei materiali adottato a fatto riferimento al criterio di rottura Rankine (compressione) -Von Mises (trazione), stabilendo un comportamento di softening lineare per entrambi. Il comportamento elastico isotropico è stato implementato mediante la definizione del modulo di elasticità (E) e del coefficiente di poisson (ν):

<i>Modulo di elasticità E [kN/m^2]</i>	<i>Coefficiente di poisson ν</i>
1050000	0,25

4.4.7.2. Analisi statica equivalente

Il modello FEM è stato analizzato applicando le due sollecitazioni orizzontali, pari a 115 kN e 104 kN, in corrispondenza del primo e secondo impalcato, rispettivamente.

La distribuzione delle sollecitazioni è riportata in forma tabulare, numerando i maschi murari come fatto nei casi precedenti

PARETE	TAGLIO kN	SOMMA
1	78,7	219 kN
2	37,6	
3	56,4	
4	46,2	

Tabella 45. Valori di taglio alla base METODO FEM

4.4.7.3. Analisi statica non lineare

Il comportamento non lineare è stato definito con i modelli di *Rankine Plasticity model* che di seguito è riportato, identificando le caratteristiche meccaniche necessarie:

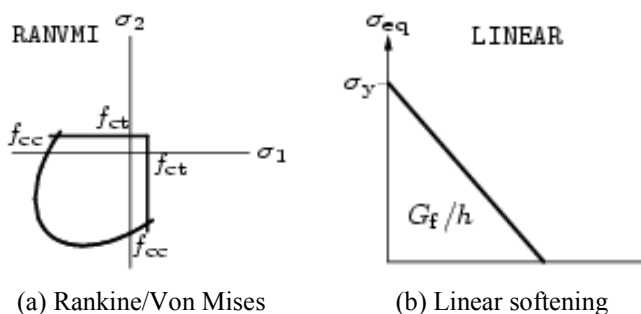


Figura 140. Modello di plasticità di Rankine

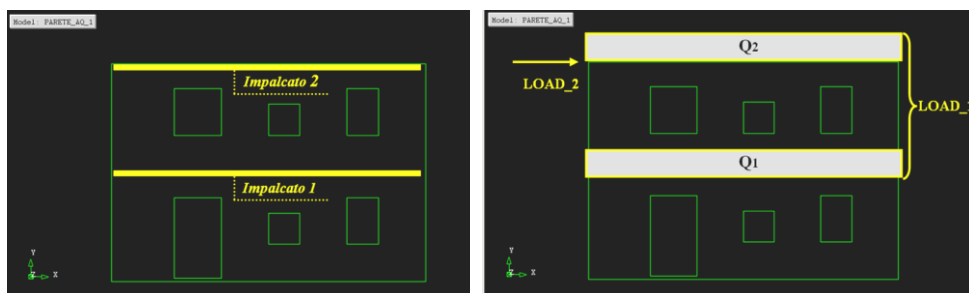
Resistenza a compressione f_{cm}	667,0 kN/m ²
Resistenza a trazione f_{tm}	66,7 kN/m ²
Modulo di Elasticità E_m	1050000 kN/m ²
Energia di frattura a compressione G_{fc}	0,21 kN/m
Energia di frattura a trazione G_{ft}	0,0021 kN/m

Tabella 46. Parametri di calcolo del modello FEM

Sono state ipotizzate due condizioni di carico:

- applicazione del carico uniforme sul primo impalcato e sul secondo impalcato contemporaneamente;

- in seguito all'applicazione del primo carico si è proceduto ad incrementare progressivamente lo spostamento in sommità della parete fino ad un massimo di spostamento pari a 0,80 m.



(a) impalcato parete

(b) condizioni di carico

Figura 141. Applicazione del carico

Lo studio è stato incentrato sulla distribuzione delle sollecitazioni nei maschi murari la cui suddivisione e nomenclatura è la stessa utilizzata nei metodi precedenti. Gli output del programma agli elementi finiti hanno fornito lo stato tensionale in corrispondenza del primo impalcato e di quello vincolato alla base; le azioni agenti sono state quindi calcolate moltiplicando lo sforzo per la sezione della muratura su cui è esercitato.

Per avere l'azione indotta sui maschi murari dalle condizioni di carico di cui sopra, la forza generata nelle fasce di piano è stata suddivisa tra i due setti che la delimitano.

La distribuzione delle sollecitazioni, le azioni indotte su ogni impalcato ed i relativi taglianti di piano, sono stati schematizzati nella tabella seguente, dove viene anche riportata la curva di carico associata alla suddetta parete.

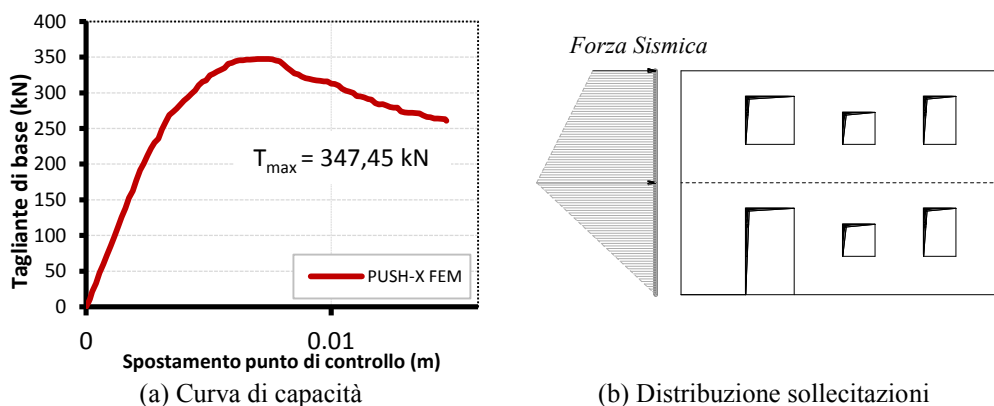


Figura 142. Risultati METODO FEM

MASCHIO	TAGLIO kN	SOMMA kN
1	113,3	347,45
2	71,9	
3	76,9	
4	85,4	

Tabella 47. Valori di taglio alla base METODO FEM

4.4.8. Metodo “Semplificato”

Il metodo si basa sulla formulazione di un modello meccanico semplificato che consente una valutazione quantitativa dell’accelerazione di collasso aSLV (corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita o di danno aSLD a seconda dello stato limite esaminato) dell’Unità di Analisi, nell’ipotesi che questo si verifichi per rottura degli elementi resistenti verticali (maschi murari) da confrontarsi poi l’accelerazione massima al sito a_g al fine di definire l’indice di sicurezza corrispondente. La procedura di verifica proposta è ispirata ai principi sui quali si basa l’analisi statica lineare. La verifica è tuttavia semplificata in quanto non è eseguita una verifica puntuale di tutti i singoli elementi strutturali. In particolare consente il calcolo dell’accelerazione di collasso da confrontarsi poi con quella di progetto (valutando in tal modo quindi un indice di sicurezza).

4.4.8.1. *Caratterizzazione geometrica della parete*

L'applicazione di tale metodo semplificato necessita:

- 1) l'identificazione di ciascuna parete portante ai diversi piani;
- 2) per ciascuna parete portante, l'identificazione dei singoli pannelli verticali resistenti (maschi murari): sono ammesse deroghe alla continuità verticale delle sezioni trasversali resistenti considerate ai diversi livelli a patto di verificare l'effettiva capacità di ripartizione e diffusione delle tensioni in ragione della qualità muraria e dell'efficienza degli architravi e delle fasce murarie di piano presenti in opera;
- 3) per ciascun maschio murario individuato, la valutazione: della sezione trasversale resistente; dell'area di carico di competenza; delle azioni gravanti distinguendo tra i carichi associati agli orizzontamenti direttamente incidenti sull'elemento considerato, i carichi derivanti dal peso proprio della muratura, i carichi derivanti dai piani sovrastanti. Per ciascuna di tali azioni dovrà essere inoltre valutata l'eccentricità rispetto al piano medio del maschio esaminato.

Si introduca la seguente notazione, avendo indicato con X e Y le due direzioni ortogonali secondo le quali l'Unità di Analisi prevalentemente si estende :

- k : contatore dei piani variabile da 1 a N, con N numero totale dei piani dell'Unità di Analisi;
- i : contatore dei maschi murari in direzione X, variabile da 1 a $M_{x,k}$, con $M_{x,k}$ numero totale dei maschi murari in direzione X al piano k-esimo;
- j : contatore dei maschi murari in direzione Y, variabile da 1 a $M_{y,k}$, con $M_{y,k}$ numero totale dei maschi murari in direzione Y al piano k-esimo;
- m: contatore delle sezioni trasversali del maschio murario, assunto pari a 1 in corrispondenza della sezione d'estremità inferiore, 2 in corrispondenza di quella centrale, 3 in corrispondenza di quella d'estremità superiore;

- $A_{k,i}$: sezione trasversale del maschio i-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,i}$ e spessore $t_{k,i}$);
- $A_{k,j}$: sezione trasversale del maschio j-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,j}$ e spessore $t_{k,j}$);
- $Q_{k,i}$: carico associato al contributo degli orizzontamenti direttamente gravanti sull'i-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione X, cui risulta associata una eccentricità $e_{q,k,i}$. Tale contributo deve essere inteso comprensivo dei carichi permanenti e di quelli variabili accidentali;
- $Q_{k,j}$: carico associato al contributo degli orizzontamenti direttamente gravanti sul j-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione Y, cui risulta associata una eccentricità $e_{q,k,j}$. Tale contributo deve essere inteso comprensivo dei carichi permanenti e di quelli variabili accidentali;
- $R_{k,i}$: risultante dei carichi trasmessi dai piani superiori gravanti sull'i-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione X, cui risulta associata una eccentricità $e_{r,k,i}$ (computata in via approssimata rispetto al piano medio del maschio posto al piano k+1- esimo sovrastante il maschio in esame);
- $R_{k,j}$: risultante dei carichi trasmessi dai piani superiori gravanti sul j-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione Y, cui risulta associata una eccentricità $e_{r,k,j}$ (computata in via approssimata rispetto al piano medio del maschio posto al piano k+1- esimo sovrastante il maschio in esame);
- $P_{k,i(j),m}$: contributo associato al peso proprio della muratura. Tale contributo deve essere inteso come somma del peso proprio del maschio murario esaminato (i-esimo oppure j-esimo al k-esimo piano) variabile a seconda della sezione trasversale esaminata (m-esima);
- $P_{k,i(j),m}^{(1)}$ e di eventuali porzioni di pannelli di fascia gravanti sul maschio $P_{k,i(j),m}^{(2)}$ (definendo come pannelli di fascia le porzioni di

muratura il cui ingombro è definito verticalmente tra due aperture allineate e orizzontalmente da quello dei maschi murari adiacenti).

Il carico $Q_{k,i(j)}$ può essere calcolato, in assenza di valutazioni più accurate, sulla base delle aree di competenza di ciascun maschio murario stimate a partire dalle informazioni acquisite sulla tipologia strutturale e le direzioni di orditura degli orizzontamenti. Per l'identificazione dei maschi murari sono ammesse deroghe alla continuità verticale delle sezioni trasversali resistenti considerate ai diversi livelli a patto di verificare l'effettiva capacità di ripartizione e diffusione delle tensioni in ragione della qualità muraria e dell'efficienza degli architravi e delle fasce murarie di piano presenti in opera.

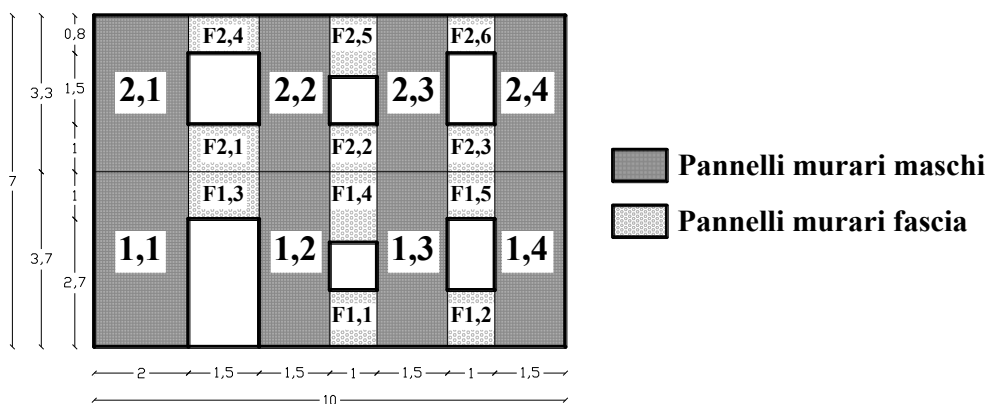


Figura 143. Schematizzazione della parete con il metodo SEMPLIFICATO

Impalcato	Elemento	H m	b m	L m	w kN/m ³	P _{k,i(j),m} kN
1	F2,1	1	0,7	1,5	19	20
	F2,2	1	0,7	1	19	13
	F2,3	1	0,7	1	19	13
	F2,4	0,8	0,7	1,5	19	16
	F2,5	1,3	0,7	1	19	17
	F2,6	0,8	0,7	1	19	11
PT	F1,1	1,2	0,7	1	19	16
	F1,2	1,2	0,7	1	19	16
	F1,3	1	0,7	1,5	19	20
	F1,4	1,5	0,7	1	19	20
	F1,5	1	0,7	1	19	13

Tabella 48. Fasce direzione x

Impalcato	Elemento	h _{k,i} m	t _{k,i} m	b _{k,i} m	w _{k,i} kN/m ³	A _{k,i} m ²	P _{k,i(j),m} kN	Q _{k,i} kN	R _{k,i} kN	P ⁽¹⁾ _{k,i(j),m} kN	N _{d,k,i(j)} kN	σ _{0,k,i} kN/m ²
1	2,1	3,3	0,7	2	19	1,4	87,8	26,7	0	18,0	132,5	94,6
	2,2	3,3	0,7	1,5	19	1,1	65,8	20,0	0	33,3	119,2	113,5
	2,3	3,3	0,7	1,5	19	1,1	65,8	20,0	0	27,3	113,2	107,8
	2,4	3,3	0,7	1	19	0,7	43,9	13,4	0	17,3	74,6	106,5
PT	1,1	3,7	0,7	2	19	1,4	98,4	35,7	142,5	23,4	300,0	214,3
	1,2	3,7	0,7	1,5	19	1,1	73,8	26,8	135,8	42,3	278,7	265,4
	1,3	3,7	0,7	1,5	19	1,1	73,8	26,8	126,5	34,5	261,6	249,1
	1,4	3,7	0,7	1,5	19	1,1	73,8	26,8	81,2	15,58	197,4	188,0

Tabella 49. Maschi direzione x

La resistenza a taglio $F_{SLU,x,k}$ è fornita dalla seguente espressione:

$$F_{SLU,x,k} = \frac{\theta \alpha_k \mu_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i} \tau_{r,k,i}}{\beta_{x,k}}$$

in cui:

- θ : è un coefficiente che tiene conto del fatto che l'Unità di Analisi è inserita nel contesto dell'aggregato. Esso è finalizzato a tenere conto ad esempio degli effetti torsionali indotti nell'Unità di Analisi a causa dell'irregolarità planimetrica dell'aggregato: tali effetti dovranno essere calibrati in ragione della posizione dell'Unità di Analisi all'interno dell'aggregato;
- α_k : è il coefficiente che tiene conto della distribuzione di forze adottata. Nel caso in cui sia assunta una distribuzione proporzionale

alle masse di piano moltiplicata per la corrispondente quota rispetto al piano di fondazione (ossia coerente con quella adottata nel caso di analisi statica lineare come descritto per gli edifici isolati al punto 7.3.3.2 delle NTC D.M.14/01/2008 [2]), tale coefficiente assume la seguente espressione:

$$\frac{\sum_{n=1}^N z_n M_n}{\sum_{n=k}^N z_n M_n}$$

in cui rispettivamente z_n è la quota valutata rispetto al piano di fondazione del piano n-esimo e M_n è la massa del piano n-esimo. E' consentito impiegare distribuzioni di forze differenti nel caso in cui si disponga di elementi acquisiti durante il processo conoscitivo per tenere conto degli effetti di interazione tra l'Unità di Analisi e le unità adiacenti.

- $A_{k,i}$: è la sezione trasversale del maschio i-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,i}$ e spessore $t_{k,i}$);
- $\beta_{x,k}$: è un coefficiente di irregolarità in pianta valutato al k-esimo piano dell'Unità di Analisi associato all'eccentricità e_{yk} , tra il centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse, ed alla distanza d_{yk} , tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna. Tale coefficiente deve essere computato esclusivamente nei casi in cui i lati dell'Unità di Analisi nella direzione esaminata siano liberi (ossia non in adiacenza con pareti di Unità adiacenti); in caso contrario tale coefficiente può essere assunto unitario, assumendo che gli effetti torsionali associati a tale coefficiente di irregolarità siano inibiti dall'inclusione dell'Unità di Analisi nell'aggregato. Nei casi in cui tale coefficiente debba essere calcolato, esso può essere stimato in via approssimata dalla (analogamente a quanto proposto nel documento di Linee Guida Patrimonio Culturale [5]):

$$\beta_{x,k} = 1 + 2 \frac{e_{yk}}{d_{yk}} \leq 0.8$$

- $\mu_{x,k}$: è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari. Tale coefficiente tiene conto in maniera approssimata del fatto che nella realtà non tutti i maschi murari esibiscono la loro massima resistenza simultaneamente. Esso può essere stimato in via approssimata dalla (analogamente a quanto proposto nel suddetto documento di Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale [5]) :

$$\mu_{x,k} = 1 - 0.8 \sqrt{\frac{M_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i}^2}{\left(\sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i}\right)^2}} \geq 0.8$$

- $\tau_{r,k,i}$: è il valore di calcolo della resistenza a taglio dell'i-esimo maschio murario computato come il valore minimo tra la resistenza associata all'attivazione di un meccanismo di rottura per presso flessione ($\tau_{pf,k,i}$) e quella associata all'attivazione di un meccanismo di rottura per fessurazione diagonale ($\tau_{fd,k,i}$). Nel caso del meccanismo per presso flessione il valore di $\tau_{pf,k,i}$ potrà essere calcolato dalla:

$$\tau_{pf,k,i} = \frac{\sigma_{0,k,i} b_{k,i}}{h_{k,i}} \left(1 - \frac{\sigma_{0,k,i}}{0.85 f_{m,k}} \right)$$

Nel caso del meccanismo per fessurazione diagonale il valore di $\tau_{fd,k,i}$ potrà essere calcolato dalla:

$$\tau_{fd,k,i} = \frac{1.5 \tau_{0d,k}}{\kappa_{k,i\varepsilon}} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,k,i}}{1.5 \tau_{0d,k}}}$$

in cui rispettivamente:

- $b_{k,i}$ e $h_{k,i}$: sono rispettivamente la larghezza e l'altezza dell' i -esimo maschio. In assenza di valutazioni più accurate l'altezza $h_{k,i}$ potrà essere assunta pari a quella d'interpiano h_k .
- $f_{m,k}$ e $\tau_{0d,k}$: sono rispettivamente le resistenze di calcolo a compressione e a taglio per fessurazione diagonale della muratura al piano k -esimo. Esse, in assenza di valutazioni più accurate, possono essere ricavate dalla Tabella C8A.2.1 [3](con l'applicazione degli eventuali coefficienti correttivi proposti in Tabella C8A.2.2 [3]) sulla base dell'identificazione della tipologia muraria effettuata.
- $\kappa_{k,i}$: è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, funzione della snellezza dell' i -esimo maschio. Esso può essere assunto pari a $h_{k,i}/b_{k,i}$, comunque non superiore a 1.5 né inferiore a 1.
- $\sigma_{0,k,i}$: è la tensione verticale media di compressione agente sull' i -esimo maschio, essa può essere calcolata dalla:

$$\sigma_{0,k,i} = \frac{Q_{k,i} + R_{k,i} + P_{k,i,2}}{A_{k,i}}$$

in cui il calcolo del carico associato al contributo degli orizzontamenti deve essere effettuato con riferimento alla combinazione sismica dei carichi (2.5.5) [2] come definita al punto 2.5.3 [2].

Impalcato	Elemento	$h_{k,i}$	$t_{k,i}$	$b_{k,i}$	$w_{k,i}$	$A_{k,i}$	$A^2_{k,i}$	$\sigma_{0,k,i}$	$\tau_{pf,k,i}$	$\kappa_{k,i}$	$\tau_{fp,k,i}$	$A_{k,i} \cdot \tau_{r,k,i}$
		m	m	m	kN/m ³	m ²	m ⁴	kN/m ²	kN/m ²	-	kN/m ²	kN
1	2,1	3,3	0,7	2	19	1,4	2,0	94,6	53,8	1,5	55,2	75,3
	2,2	3,3	0,7	1,5	19	1,1	1,1	113,5	47,8	1,5	58,7	50,2
	2,3	3,3	0,7	1,5	19	1,1	1,1	107,8	45,6	1,5	57,7	47,8
	2,4	3,3	0,7	1	19	0,7	0,5	106,5	30,0	1,5	57,4	21,0
PT	1,1	3,7	0,7	2	19	1,4	2,0	214,3	99,6	1,5	74,8	104,7
	1,2	3,7	0,7	1,5	19	1,1	1,1	265,4	88,9	1,5	81,8	85,9
	1,3	3,7	0,7	1,5	19	1,1	1,1	249,1	84,6	1,5	79,6	83,6
	1,4	3,7	0,7	1,5	19	1,1	1,1	188,0	66,9	1,5	71,0	70,2

Tabella 50. Resistenze dei maschi in direzione x

4.4.8.2. *Analisi statica non lineare*

Come già introdotto, coerentemente con i principi su cui si basa l'analisi statica lineare, il modello propone in primo luogo esclusivamente il calcolo della resistenza strutturale. Tali dati possono essere poi integrati mediante il calcolo approssimato del periodo iniziale della struttura e della corrispondente capacità di spostamento per definire la curva di capacità della struttura e potere procedere così anche ad una verifica secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare: tale verifica è semplificata poiché la curva di capacità non è ottenuta tramite un modello di dettaglio, ma stimando le grandezze che concorrono a definirla. Si richiama come la curva di capacità, nell'ambito di tale approccio di verifica, descrive il taglio resistente alla base dell'Unità di Analisi in funzione dello spostamento di un punto rappresentativo della struttura (ipotizzato usualmente all'ultimo livello), opportunamente convertita per potere effettuare il confronto con la domanda espressa in termini di spettro di risposta. Per quanto riguarda il calcolo della resistenza, esso è fornito dall'applicazione della:

$$A_{y,x,k} = \frac{1}{\lambda M} F_{SLU,x,k} = \frac{1}{\lambda M} \frac{\theta \alpha_k \mu_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i} \tau_{r,k,i}}{\beta_{x,k}}$$

Direzione X			
	Piano PT	Piano P1	TOT
M_n [kNsec ² /m]	59,5	49,7	109
$M_{x,k}$ [-]	4	4	
z_n [m]	3,7	3,3	7
λ [-]	0,9	0,9	0,9
q [-]	2	2	2
θ [-]	1	1	1
α_k [-]	1,00	2,34	
$\beta_{x,k}$ [-]	1	1	
$\mu_{x,k}$ [-]	0,80	0,80	
$F_{SLV,xi}$ [kN]	275,5	364,2	

$$A_{y,x,k} = 2,8$$

Calcolato per $k=1$ ossia in corrispondenza del piano terra dell'Unità di Analisi. Per il significato delle grandezze introdotte si rimanda a quanto introdotto in precedenza. Nel calcolo della resistenza è opportuno precisare che si trascura l'effetto associato alla variazione dello sforzo normale nei maschi e come precedentemente introdotto si ipotizza il perfetto accoppiamento di tutti gli elementi portanti. Per quanto riguarda il calcolo del periodo, in via approssimata e in assenza di valutazioni più accurate, esso può essere stimato sulla base della seguente espressione (come proposto anche nelle NTC 08 [2]):

$$T_y = 0.05H^{0.75} = 0,215$$

Con H l'altezza totale dell'Unità di Analisi esaminata. Tale espressione in generale fornisce stime rappresentative della fase lineare elastica della struttura di edifici isolati, il suo uso quindi nel caso di edifici in aggregato deve essere visto con cautela ed al fine di fornire esclusivamente una preliminare stima. Al riguardo appare utile sottolineare tra l'altro che, nel caso di unità di analisi inserite in aggregato, il comportamento dinamico nelle

due direzioni prevalenti potrebbe essere differente a causa della diversa interazione con le unità adiacenti (si pensi ad esempio al caso di una unità interclusa esclusivamente su due lati e libera sugli altri due). Si ricorda che il periodo T_y , lo spostamento D_y e l'accelerazione A_y sono legati dalla seguente espressione:

$$D_y = \left(\frac{T_y}{2\pi}\right)^2 A_y = 0,003289$$

Per quanto riguarda, il calcolo della capacità di spostamento ultimo, esso può essere effettuato (come proposto recentemente in Lagomarsino S. [22]) in accordo alle espressioni di seguito riportate al variare di due modalità di collasso globali ipotizzate per l'Unità di Analisi. In particolare nel caso si ipotizzi un meccanismo di piano debole, l'espressione di D_u è fornita dalla:

$$D_{u,piano\ debole} = \delta_{u,dir} h + D_{y,dir} \left(1 - \frac{\Gamma}{N}\right)$$

In cui : $\delta_{u,dir}$ rappresenta il valore del drift ultimo assunto per i pannelli (ad esempio coerentemente con quanto proposto nelle NTC 08 [2], pari a 0.4 % nel caso di rottura a taglio e 0.6% nel caso di rottura a pressoflessione) nella direzione di analisi considerata (se X o Y); h è l'altezza d'interpiano del piano terra; Γ è calcolato dalla:

$$\Gamma = \frac{(\sum_{k=1}^N \phi_k)}{N \sum_{k=1}^N \phi_k^2}$$

N	θ	ϕ_{PT}	ϕ_1	ϕ_{PT}^2	ϕ_1^2	Γ
2	0,14	0,53	1	0,28	1	0,60

In cui il significato della grandezza Φ_k è stato illustrato nell'ambito del calcolo della grandezza λ introdotta per l'analisi statica lineare semplificata. Nel caso invece in cui si assuma un meccanismo uniforme (ossia con la concentrazione del danno in una prima fase della risposta nelle fasce di piano

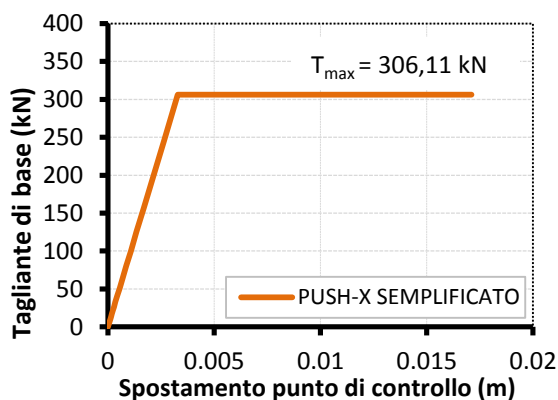
e solo nella fase finale della risposta nei maschi), l'espressione di D_u è fornita dalla:

$$D_{u,uniforme} = \delta_{u,dir} \frac{Nh}{\Gamma}$$

$$D_{u,pian\ debole} = 0,017106$$

$$D_{u,uniforme} = 0,093742$$

Il progettista sulla base della configurazione dell'Unità di Analisi di volta in volta esaminata dovrà ipotizzare la modalità di collasso più opportuna. Generalmente tuttavia appare opportuno fare riferimento all'occorrenza di meccanismo di piano debole, in quanto la presenza delle celle adiacenti, diversamente dal caso di edifici isolati, può inibirne l'attivazione.



(a) Curva di capacità

$A_{y,x,k}$	=	2,8	m/s ²
T_y	=	0,215	s
D_y	=	0,003289	m
$D_{u,pian\ debole}$	=	0,017106	m
$D_{u,uniforme}$	=	0,093742	m
α	=	852,6537	m
M_n	=	109,17	kNs ² /m
T_{max}	=	306,11	kN

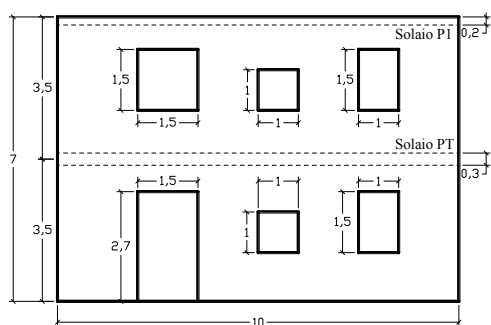
(b) Valori caratteristici

Figura 144. Risultati METODO SEMPLIFICATO

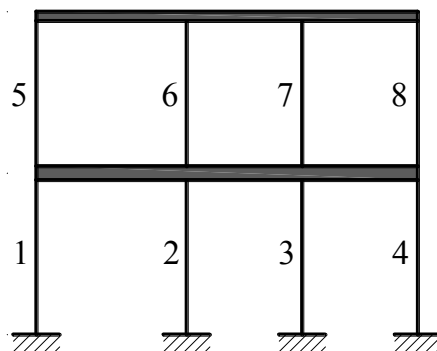
4.4.9. Confronto tra i risultati ottenuti

4.4.9.1. Caratterizzazione geometrica della parete

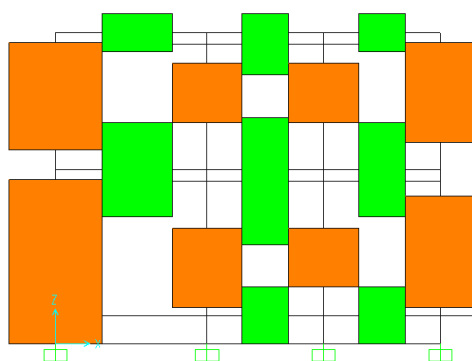
La maggior parte dei metodi analizzati semplificano la struttura con una modellazione a macroelementi, i maschi murari vengono schematizzati come pilastri, mentre i maschi come travi, in questo modo si riesce ad ottenere modelli di calcolo più semplici rispetto ai modelli FEM che richiedono un onere computazionale maggiore.



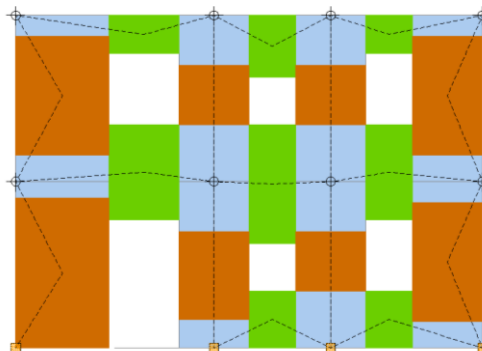
(a) Dimensioni geometriche della parete



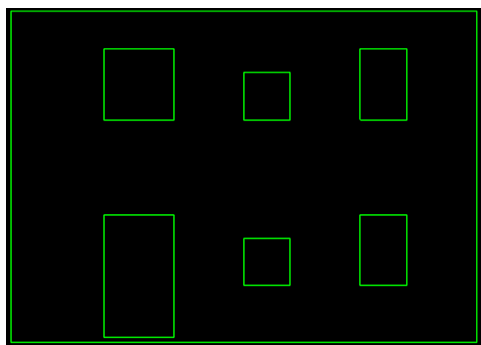
(b) Metodo "POR"



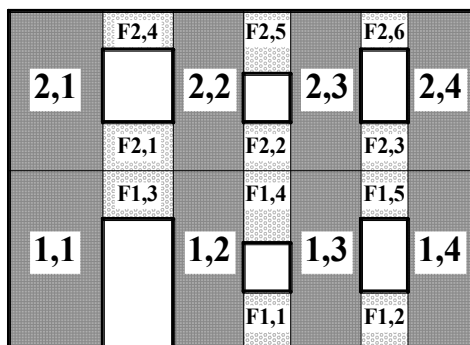
(c) Metodo "SAM"



(d) Metodo "3MURI"



(e) Metodo "FEM"



(f) Metodo "SEMPLIFICATO"

Figura 145. Caratterizzazione geometrica della parete con i diversi metodi di calcolo

4.4.9.2. *Analisi statica equivalente*

Al fine di individuare l'effettiva distribuzione delle sollecitazioni all'interno della parete esaminata viene effettuato un confronto tra i risultati ottenuti in

termini di reazioni vincolari di taglio, in modo da ottenere la distribuzione che più approssima i risultati ottenuti dal modello FEM. Il confronto verrà effettuato con un'azione sismica di riferimento ricavata dal programma di calcolo 3Muri: $F_{TOT} = 438$ kN (azione totale sulla struttura) valore di forza che garantisce un comportamento elastico della struttura. Sulla singola parete il valore della forza vale $F_{TOT\ PARETE} = F_{TOT}/2 = 219$ kN mentre per i due impalcati si divide in $F_{PT} = 115$ kN e $F_{PI}=104$ kN. In base alla suddivisione dei maschi murari fatti in precedenza per la parete considerata si ottengono i seguenti valori di reazioni vincolari:

METODO	MASCHI - R_x [kN]				SOMMA [kN]
	1	2	3	4	
POR	83,7	45,1	45,1	45,1	219
SAM	33,7	61,4	87,4	36,5	219
3MURI	29,7	54,7	85,2	37,9	207
FEM	78,7	37,6	56,4	46,2	219

Tabella 51. Reazioni vincolari confronto tra i vari metodi

Per quanto riguarda il metodo semplificato non è possibile svolgere un'analisi statica equivalente, quindi il confronto sulla distribuzione di tensioni viene fatto esclusivamente sui restanti quattro metodi esaminati. Dal confronto emerge che per quanto concerne il metodo Por si hanno maggiori sollecitazioni per il maschio 1 quello con maggiore rigidezza mentre i restanti con rigidezza uguale presentano gli stessi valori di sollecitazione, questo dipende dalla caratterizzazione geometrica della parete che associa una rigidezza al maschio solo in funzione della larghezza. Il metodo Sam e 3Muri fanno la stessa caratterizzazione geometrica della parete, attribuendo una maggiore rigidezza al maschio 3, che nella schematizzazione presenta un'altezza minore, la distribuzione delle tensioni è pressoché identica per i due metodi. Il metodo Fem che considera la struttura come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi, presenta una distribuzione di tensioni intermedia tra i due casi limite Por – Sam, infatti si nota una sollecitazione maggiore per il maschio 1 come nel caso del metodo Por, mentre per i restanti tre maschi si osserva un distribuzione di sollecitazione simile a quella del metodo Sam.

4.4.9.3. *Analisi statica non lineare*

I diversi modelli implementati nelle analisi prima descritte, sono stati confrontati in termini di accelerazione attesa, a sua volta funzione della massa sismica della parete e dell'azione di taglio ultimo che si manifesta in corrispondenza della base della porzione di struttura analizzata. In fatti, l'azione sismica è pari alla massa moltiplicata per l'accelerazione attesa al suolo; dividendo il taglio alla base per la massa sismica, si ottiene l'accelerazione da utilizzare come strumento di confronto. Quest'ultimo è stato riportato in forma tabulare:

METODO	Taglio di Base [kN]	Massa [kNsec²/m]	Accelerazione [m/sec²]	Spostamento [m]
<i>POR</i>	324,00	108,0	3,00	0,009794
<i>3MURI</i>	519,00	216,0	2,40	0,011240
<i>SAM</i>	304,88	108,0	2,75	0,013947
<i>FEM</i>	347,45	108,0	3,21	0,011050
<i>SEMPLIFICATO</i>	306,11	109,2	2,80	0,017106

Tabella 52. Confronto tra i risultati ottenuti dai diversi metodi di calcolo analizzati

Il metodo Fem, rispetto agli altri esaminati, porta ad un valore di resistenza più alto, 3,21 m/sec² espresso in termini di accelerazione, valore simile a quello ottenuto con il metodo Por. I due metodi che utilizzano una schematizzazione a telaio equivalente, Sam e 3Muri, portano a due risultati differenti per i diversi legami utilizzati per le cerniere plastiche, ed inferiori a quelli ottenuti dai due metodi Fem e Por. Dal metodo semplificato si ottengono valori di resistenza comparabili con quelli ottenuti dagli altri metodi, ma valori di deformazioni ultimi maggiori. Il metodo 3muri sembra essere quello più cautelativo in termini di resistenze, con deformazioni ultime paragonabili a quelle ottenute dagli altri metodi analizzati, inoltre la fase di input per questo software di calcolo è molto rapida.

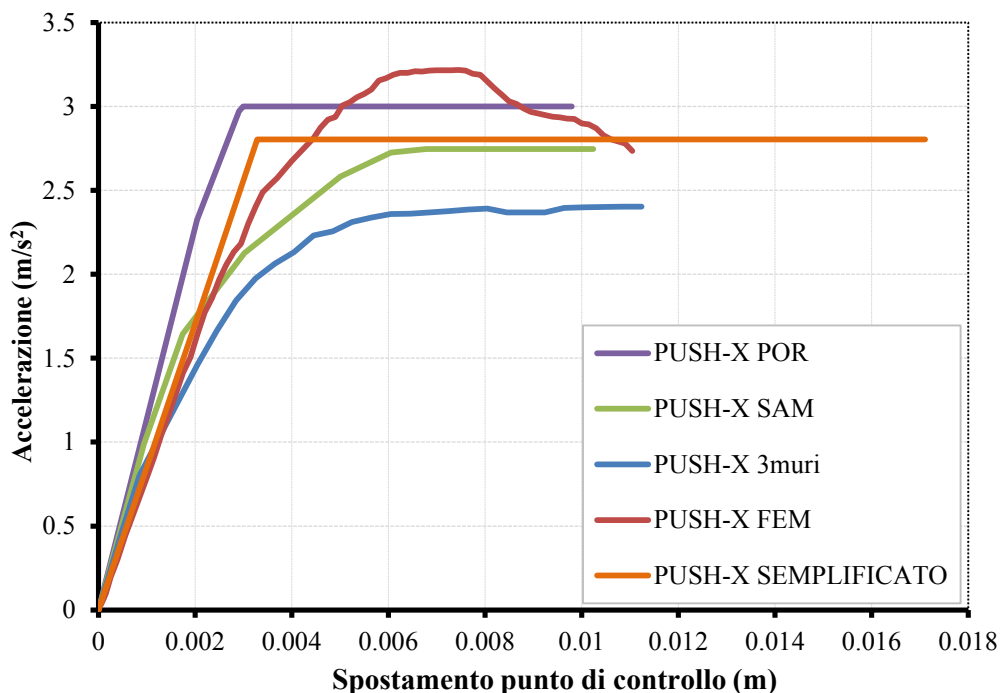


Figura 146. Confronto tra le curve di capacità dei diversi metodi analizzati

4.5. ANALISI GLOBALE DELLE SINGOLE UNITÀ

Nel presente paragrafo verranno effettuate delle analisi statiche non lineari con il software 3Muri Professional S.T.A. per ogni unità di analisi in cui è stato suddiviso l'aggregato in modo da valutarne la curva di capacità ed individuare le carenze strutturali da colmare. Data la complessità delle unità nel loro insieme, e l'incertezza sul comportamento di insieme dell'intero aggregato si è preferito effettuare le analisi su ogni unità presa singolarmente in modo da ottenere una indicatore di capacità della singola unità.

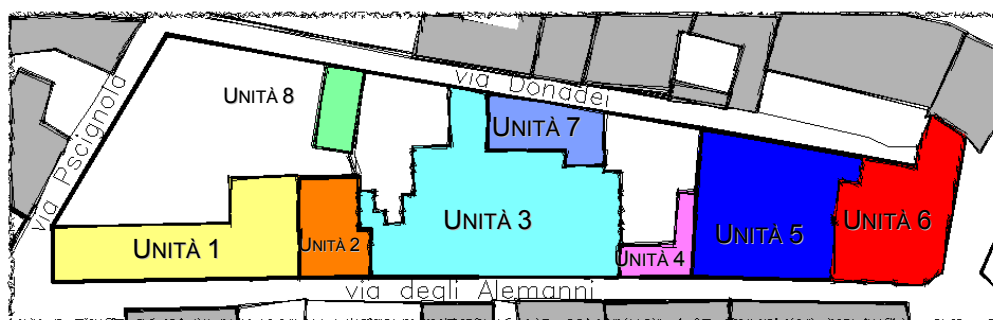


Figura 147. Le unità di analisi

Le unità 2, 4 e 8 non sono state considerate nelle analisi in quanto, come visto in precedenza nel capitolo 3, o completamente crollate o prive di danni e incapaci di offrire un collegamento strutturale tra due unità.

(e) Unità 7

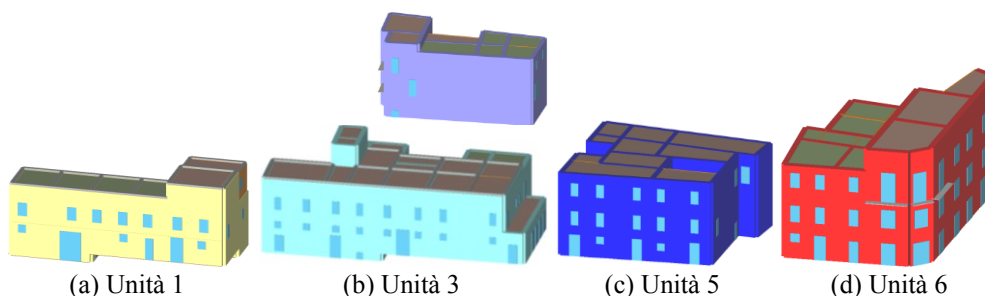


Figura 148. Unità di analisi analizzate

4.5.1. *Norme di riferimento*

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le Costruzioni"[2];
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 [15];
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431 [18]

4.5.2. *Caratteristiche dei materiali*

Concordemente al riconoscimento della tipologia muraria in seguito al rilievo materico e alle indagini eseguite, in seguito ad effettuazione delle prove di martinetto piatto doppio e di prove soniche, si assumono i valori di resistenza e rigidezza delle murature oggetto di analisi come da livello di conoscenza pari a LC2 (conoscenza estesa). I valori dei parametri meccanici di resistenza e rigidezza corrispondono alla media dei valori indicati nella Tabella C8A.2.1 - pag.389 della Circolare [3]. Tali indagini hanno permesso di individuare la tipologia di muratura esistente, cui sono applicati i seguenti coefficienti riduttivi:

- FC = 1,2 fattore di confidenza per il livello LC2;
- $\gamma = 2$, coefficiente di sicurezza per edifici in muratura (§ 7.8.1.1 NTC-08 [2]).

TIPOLOGIA	ANALISI	f_m N/mm ²	τ_0 N/mm ²	f_t N/mm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w kN/m ³
Muratura in pietrame disordinata	Lineare	0,583	0,0108	0,0162	870	290	19
	Non Lineare	1,16	0,0216	0,0216			

Tabella 53. Caratteristiche dei materiali e resistenze di progetto

Sono state riscontrate alcuni tramezzi e pareti portanti in muratura di laterizio per i quali non sono state eseguite, allo stato attuale, alcun tipo di prova, per questo motivo si ritiene necessario utilizzare come parametri meccanici i valori di tabella C8A.2.1 - pag.389 della Circolare [3], applicando i seguenti coefficienti riduttivi:

- FC = 1,35 fattore di confidenza per il livello LC1;
- $\gamma = 2$, coefficiente di sicurezza per edifici in muratura (§ 7.8.1.1 NTC-08 [2]).

TIPOLOGIA	ANALISI	f_m N/mm ²	τ_0 N/mm ²	f_t N/mm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w kN/m ³
Muratura a blocchi lapidei squadriati	Lineare	2,22	0,0333	0,005	2400	780	22
	Non Lineare	4,44	0,0667	0,010			

Tabella 54. Caratteristiche dei materiali e resistenze di progetto

Analogo discorso viene fatto sia per il calcestruzzo che per l'acciaio utilizzati per modellare i cordoli di sommità

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]
C25/30	30.500,00	12.708,00	25	15,63
FeB44K	206.000,00	78.400,00	79	140,74

Tabella 55. Parametri calcestruzzo e acciaio utilizzato

4.6. ANALISI DELL' UNITÀ1

4.6.1. Descrizione del modello

L' unità 1 è situata su un pendio con inclinazione media di 4°, siccome il software 3Muri non consente di inserire piani inclinati ed inoltre l'azione sismica viene applicata dal piano campagna, l'unità viene modellata considerando due livelli a quote differenti. L'edificio è costituito per la maggior parte dalla stessa muratura, solo un piano realizzato in epoche successive è realizzato in mattoni di laterizio. Non è possibile inserire con questo tipo di software coperture a falde spingenti, quindi la copertura dell'edificio viene modellata piana con gli stessi scarichi verticali della copertura a falde dell'edificio.

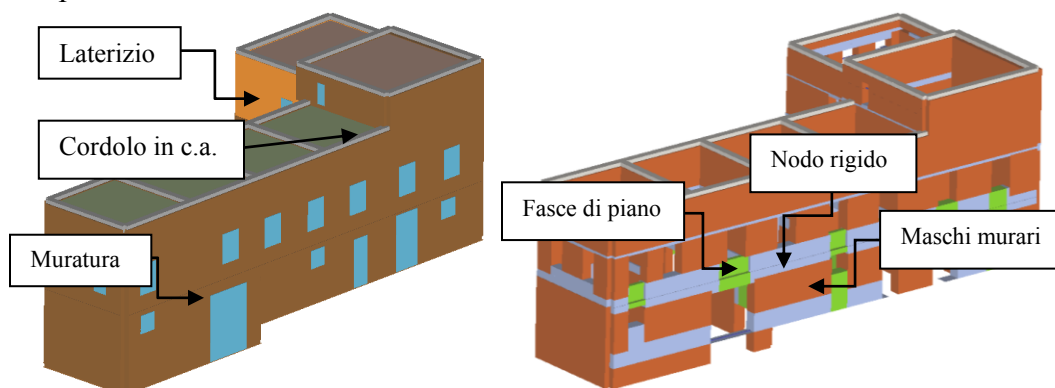


Figura 149. Modello geometrico dell'Unità 1

4.6.2. *Geometria del modello*

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

4.6.3. *Carichi*

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni (NTC08 p.3.2.4 [2]).

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Ψ_{2i} il coefficiente di combinazione;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. (NTC 08 Tabella 2.5.1 [2]). Si assume nella tabella seguente $G_k = G_1 + G_2$

N. Solaio	G_k [daN/m ²]	$G_{k \text{ agg.}}$ [daN/m ²]	Q_k [daN/m ²]	Ψ_2
1	500	0	200	0,30
2	500	0	50	0,30
3	500	0	50	0,30
4	500	0	50	0,30
5	500	0	50	0,30
6	500	0	50	0,30
7	500	0	50	0,30

Tabella 56. Carichi solai Unità 1

N. Volta	Gk [daN/m ²]	G _{k agg.} [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]	Ψ ₂
5	932	0	200	0,30
6	839	0	200	0,30
7	932	0	200	0,30
13	819	0	200	0,30
14	819	0	200	0,30
15	1.184	0	50	0,30
17	1.063	0	200	0,30
18	1.376	0	200	0,30
19	1.376	0	200	0,30
20	1.088	0	50	0,30
21	1.088	0	50	0,30
22	1.088	0	50	0,30
23	901	0	50	0,30

Tabella 57. Carichi volte Unità 1

4.6.4. *Analisi incrementale a collasso (push-over)*

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare. Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Secondo le prescrizioni da normativa (NTC08 p. 7.3.4.1. [2]), le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

Distribuzione di forze proporzionale alle masse :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello

spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa. La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- *Carico sismico*: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- *Direzione*: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per direzione del sisma ed eventuali eccentricità accidentali. Come carico sismico si è preso in considerazione esclusivamente un carico proporzionale alla massa, in quanto il primo modo della struttura non è quello del programma ma bisogna tener conto anche delle diverse unità dell'aggregato.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0000	4	45
3	-X	Masse	0,0000	4	45
5	+Y	Masse	0,0000	4	45
7	-Y	Masse	0,0000	4	45
9	+X	Masse	68,4000	4	45
10	+X	Masse	-68,4000	4	45
13	-X	Masse	68,4000	4	45
14	-X	Masse	-68,4000	4	45
17	+Y	Masse	170,9484	4	45
18	+Y	Masse	-170,9484	4	45
21	-Y	Masse	170,9484	4	45
22	-Y	Masse	-170,9484	4	45

Tabella 58. Analisi eseguite per l'unità 1

4.6.5. *Spettro da normativa*

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella “Tabella 1” (parametri spettrali) in allegato alle NTC08 [2] . Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato(T_R), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite. Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (Tabella 59).

Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del suolo” e dalla “categoria topografica” (Tabella 59).

Classe edificio:	2	Classe suolo:	B
Categoria Topografica:	T_1	St:	1

	SLV	SLD	SLO		SLV	SLD	SLO
A_g	2,56	1,02	0,77	S_s	1,15	1,20	1,20
F_0	2,36	2,33	2,40	T_b	0,16	0,13	0,13
T_c^*	0,35	0,28	0,27	T_c	0,47	0,40	0,39
T_r	475,00	50,00	30,00	T_d	2,64	2,02	1,92

Tabella 59. Parametri di azione sismica

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

4.6.5.1. Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{max} \leq D_u$$

- D_{max} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
- D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

4.6.5.2. Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d$$

- D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.
- D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

4.6.5.3. Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_o$$

- D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.
- D_o : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

4.6.5.4. *O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004 [23]:*

Questa normativa prescrive il calcolo degli indicatori di rischio. Il parametro $(\alpha)_u$ è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro $(\alpha)_e$ un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve

$(\alpha)_u = \text{PGADS} / \text{PGA}$

$(\alpha)_e = \text{PGADL} / \text{PGA}$

4.6.6. *Dettaglio verifiche*

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	2,77	1,13	4,20	No	0,87	0,85	No	0,63	0,85	Si	0,47	0,98
3	-X	2,73	1,38	4,26	No	0,85	0,86	Si	0,61	0,86	Si	0,56	1,01
5	+Y	2,55	0,86	4,45	No	0,86	0,86	Si	0,64	0,86	Si	0,38	1,01
7	-Y	2,47	28,67	5,97	No	0,83	0,35	No	0,62	0,35	No	0,50	0,48
9	+X	1,98	1,13	3,46	No	0,60	0,57	No	0,42	0,57	Si	0,63	0,97
10	+X	1,89	1,14	3,50	No	0,56	0,65	Si	0,39	0,65	Si	0,66	1,12
13	-X	1,90	1,10	3,37	No	0,56	0,56	Si	0,39	0,56	Si	0,64	1,01
14	-X	1,79	0,92	3,28	No	0,52	0,65	Si	0,35	0,65	Si	0,59	1,19
17	+Y	2,26	1,21	3,55	No	0,70	1,21	Si	0,49	1,21	Si	0,59	1,57
18	+Y	2,52	0,99	4,19	No	0,82	0,99	Si	0,60	0,99	Si	0,45	1,18
21	-Y	2,34	0,82	3,92	No	0,74	0,82	Si	0,53	0,82	Si	0,42	1,09
22	-Y	2,74	1,93	5,43	No	0,92	0,65	No	0,68	0,65	No	0,55	0,74

Tabella 60. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 1

Come si evince dalla Tabella 60 non tutti gli stati limite sono soddisfatti.

Analizzando nel dettaglio una delle verifiche effettuate si può notare la corrispondenza tra gli elementi danneggiati risultanti dal programma con quelli dello stato di fatto

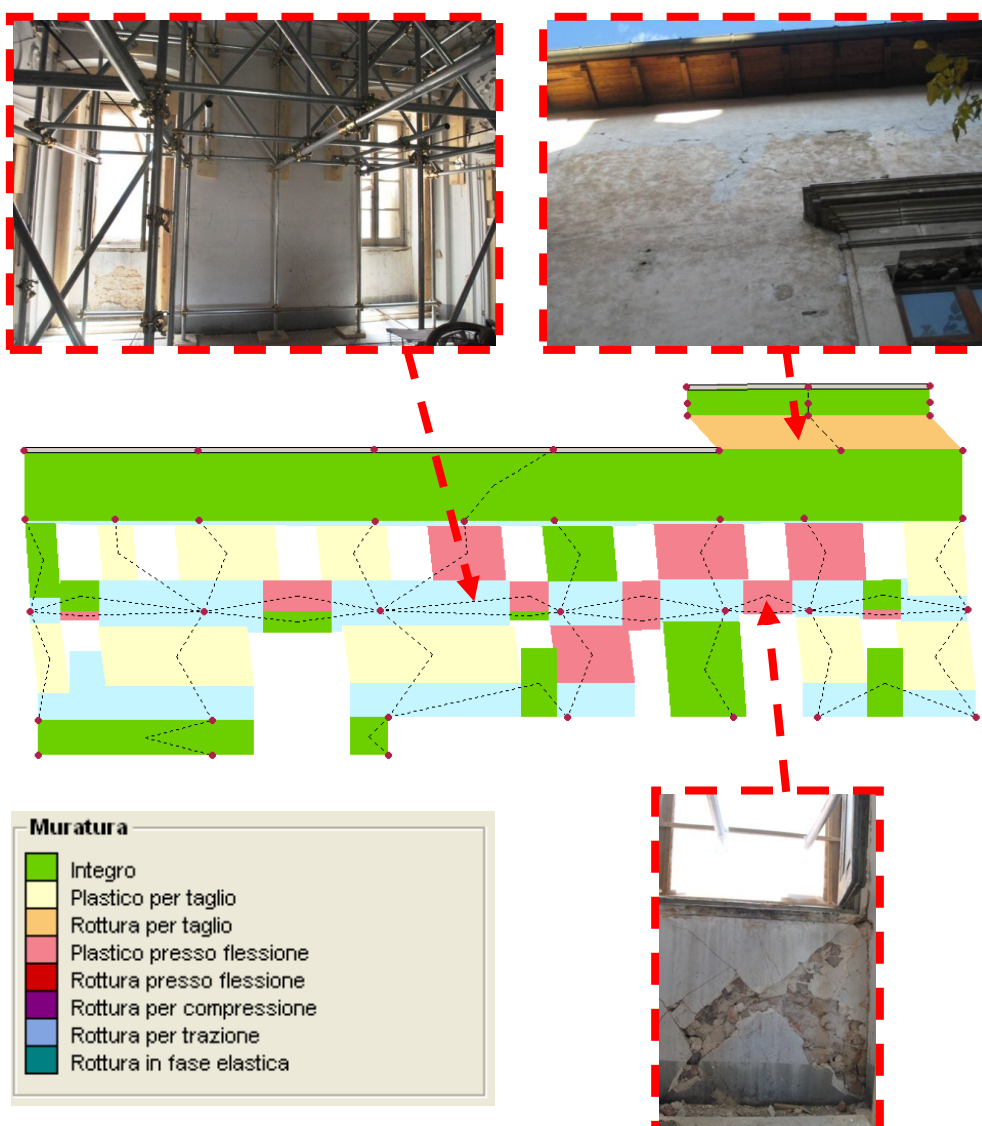


Figura 150. Confronto risultati ottenuti stato di fatto

4.7. ANALISI DELL' UNITÀ3

Per quanto concerne l'unità 3 sono stati utilizzati gli stessi parametri dell'unità precedente, si riportano qui di seguito il dettaglio delle verifiche effettuate.

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,31	0,60	2,70	No	0,30	0,47	Si	0,21	0,47	Si	0,58	1,28
3	-X	1,31	0,81	2,66	No	0,30	0,71	Si	0,21	0,71	Si	0,70	1,69
5	+Y	1,33	0,56	2,83	No	0,31	0,43	Si	0,20	0,43	Si	0,55	1,20
7	-Y	1,33	0,58	2,83	No	0,31	0,45	Si	0,20	0,45	Si	0,56	1,24
9	+X	1,34	0,63	2,77	No	0,32	0,48	Si	0,21	0,48	Si	0,59	1,28
10	+X	1,31	0,80	2,80	No	0,31	0,58	Si	0,20	0,58	Si	0,70	1,46
13	-X	1,34	0,71	2,72	No	0,31	0,60	Si	0,22	0,60	Si	0,63	1,48
14	-X	1,29	0,79	2,66	No	0,29	0,69	Si	0,20	0,69	Si	0,71	1,69
17	+Y	1,33	0,80	2,90	No	0,31	0,56	Si	0,20	0,56	Si	0,69	1,41
18	+Y	1,42	0,41	3,07	No	0,35	0,41	Si	0,22	0,41	Si	0,43	1,10
21	-Y	1,31	0,80	2,84	No	0,30	0,58	Si	0,20	0,58	Si	0,70	1,46
22	-Y	1,44	0,42	3,08	No	0,36	0,42	Si	0,22	0,42	Si	0,43	1,10

Tabella 61. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 3

4.8. ANALISI DELL' UNITÀ 5

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,89	1,23	3,18	No	0,52	0,84	Si	0,34	0,84	Si	1,89	1,23
3	-X	1,95	1,34	3,27	No	0,55	0,93	Si	0,37	0,93	Si	1,95	1,34
5	+Y	1,95	1,47	3,39	No	0,56	0,77	Si	0,38	0,77	Si	1,95	1,47
7	-Y	1,90	1,67	3,38	No	0,54	1,38	Si	0,37	1,38	Si	1,90	1,67
9	+X	1,86	1,08	3,17	No	0,51	0,69	Si	0,34	0,69	Si	1,86	1,08
10	+X	1,90	1,27	3,19	No	0,53	0,88	Si	0,35	0,88	Si	1,90	1,27
13	-X	1,95	1,29	3,34	No	0,55	0,89	Si	0,37	0,89	Si	1,95	1,29
14	-X	1,99	1,39	3,24	No	0,56	1,08	Si	0,38	1,08	Si	1,99	1,39
17	+Y	2,02	1,34	3,57	No	0,59	0,85	Si	0,41	0,85	Si	2,02	1,34
18	+Y	1,89	1,50	3,36	No	0,54	0,58	Si	0,36	0,58	Si	1,89	1,50
21	-Y	1,98	1,45	3,49	No	0,57	1,05	Si	0,39	1,05	Si	1,98	1,45
22	-Y	1,87	1,60	3,33	No	0,53	1,49	Si	0,35	1,49	Si	1,87	1,60

Tabella 62. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 5

4.9. ANALISI DELL' UNITÀ6

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	2,48	1,88	3,26	No	0,80	1,42	Si	0,58	1,42	Si	2,48	1,88
3	-X	2,23	1,91	3,16	No	0,68	1,26	Si	0,48	1,26	Si	2,23	1,91
5	+Y	2,63	1,33	4,21	No	0,88	1,04	Si	0,65	0,82	Si	2,63	1,33
7	-Y	2,72	1,43	4,17	No	0,92	1,04	Si	0,69	1,04	Si	2,72	1,43
9	+X	2,27	1,95	3,20	No	0,70	1,57	Si	0,50	1,57	Si	2,27	1,95
10	+X	2,57	1,84	3,45	No	0,84	1,32	Si	0,62	1,32	Si	2,57	1,84
13	-X	2,20	2,06	3,19	No	0,67	0,98	Si	0,47	0,98	Si	2,20	2,06
14	-X	2,29	1,85	3,20	No	0,71	1,85	Si	0,51	1,85	Si	2,29	1,85
17	+Y	2,66	1,28	4,31	No	0,90	1,01	Si	0,67	0,80	Si	2,66	1,28
18	+Y	2,58	1,39	4,18	No	0,86	1,10	Si	0,64	0,94	Si	2,58	1,39
21	-Y	2,77	1,36	4,25	No	0,94	1,01	Si	0,71	0,94	Si	2,77	1,36
22	-Y	2,66	1,41	4,15	No	0,89	1,03	Si	0,67	1,03	Si	2,66	1,41

Tabella 63. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 6

4.10. ANALISI DELL' UNITÀ7

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,53	1,08	2,75	No	0,36	0,49	Si	0,25	0,49	Si	0,77	1,19
3	-X	1,66	1,13	2,81	No	0,41	0,65	Si	0,28	0,65	Si	0,75	1,33
5	+Y	2,33	1,84	3,68	No	0,72	1,84	Si	0,51	1,84	Si	0,81	2,21
7	-Y	2,41	1,36	4,07	No	0,75	1,21	Si	0,54	1,21	Si	0,61	1,48
9	+X	1,59	1,09	2,81	No	0,39	0,50	Si	0,26	0,50	Si	0,75	1,16
10	+X	1,50	1,07	2,75	No	0,35	0,57	Si	0,24	0,57	Si	0,78	1,33
13	-X	1,74	1,14	2,83	No	0,45	0,66	Si	0,31	0,66	Si	0,72	1,29
14	-X	1,59	1,12	2,80	No	0,39	0,64	Si	0,26	0,64	Si	0,77	1,36
17	+Y	2,33	2,03	3,62	No	0,71	2,03	Si	0,51	2,03	Si	0,83	2,42
18	+Y	2,36	1,49	3,84	No	0,73	1,41	Si	0,52	1,41	Si	0,67	1,73
21	-Y	2,43	1,46	3,91	No	0,76	1,38	Si	0,54	1,38	Si	0,64	1,65
22	-Y	2,42	1,18	4,29	No	0,76	1,03	Si	0,55	1,03	Si	0,54	1,28

Tabella 64. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 7

5. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

5.1. INTRODUZIONE

Le tecniche d'intervento per il consolidamento devono essere prescelte in riferimento alla tipologia della fabbrica e ai dissesti che la riguardano con la priorità di salvaguardarne l'unicità; quindi, pur tenendo conto delle necessità imposte dalla normativa NTC08 [2] vigenti riguardo agli adeguamenti strutturali, deve essere fatta particolare attenzione al fine di non stravolgere la struttura, al punto di perderne la sua originale conformazione. La necessità di ridare "sicurezza" ed efficienza alla costruzione non deve comportare necessariamente il mutamento degli aspetti costruttivi dell'apparato murario. L'intervento di consolidamento non deve tradursi nell'introduzione di strutture che, pur garantendo un'elevata resistenza meccanica, risultano corpi estranei per la muratura; l'incompatibilità materica genera un ibrido strutturale che difficilmente può mantenere un comportamento solidale in presenza di sollecitazioni.

Il quadro indispensabile di riferimento deve contenere il rilievo generale e analitico del manufatto, l'identificazione delle tecniche costruttive e dei carichi agenti, la comprensione del modello statico generale, l'eventuale quadro fessurativo, lo stato di conservazione dei materiali, ecc. Una volta assimilate tutte queste informazioni, si può essere in grado di avanzare le diverse proposte operative.

Il progetto di consolidamento deve essere redatto come detto pocanzi, in riferimento a delle indagini preventive indirizzate all'effettiva conoscenza della struttura; gli approfondimenti devono essere di tipo storico, indispensabili per comprenderne a fondo la tecnica costruttiva e per delineare la panoramica dei vari avvicendamenti subiti nel corso degli anni (ad esempio interventi precedenti relazionati a problemi congeniti o legati ad eventi sismici); e di natura diagnostica, finalizzati alla conoscenza del reale stato conservativo dei materiali.

Il consolidamento deve tenere conto dei fattori principali che hanno caratterizzato la resistenza e il comportamento statico della muratura, tra i

quali la natura dei materiali, la caratteristica delle malte di allettamento, la tipologia di messa in opera e la sezione della muratura.

A parità di tipologia di dissesto, tra le varie risoluzioni disponibili, deve essere scelta quella più confacente alla specifica tipologia di apparecchio murario da consolidare; le eventuali sostituzioni di porzioni eccessivamente ammalorate o l'introduzione di elementi d'irrigidimento devono essere operate, non solo nel pieno rispetto della struttura, ma soprattutto tenendo conto dei limiti imposti dalla sua intrinseca conformazione.

Le procedure di consolidamento come anche quelle di restauro, devono essere riconoscibili e distinguibili dai manufatti originali ed eseguite in modo da garantire una loro eventuale reversibilità.

Gli interventi di consolidamento devono essere realizzati in quelle porzioni dell'apparecchio murario affette da dissesto (lesione isolata o quadro fessurativo complesso) o caratterizzate da fenomeni d'indebolimento locale quali, ad esempio la presenza di canne fumarie o intercapedini di qualsiasi genere, carenze di ammorsature ai nodi, ecc.

Oltre che in base al loro carattere tradizionale e moderno, i diversi sistemi di consolidamento possono essere classificati a seconda della loro natura statica; essi possono essere: *sostitutivi* (murature antiche demolite e poi ricostruite con le medesime tecniche), *passivi* (che incrementano le caratteristiche meccaniche della parete mediante la disposizione di nuovi presidi e l'inserimento di materiali, perlopiù di tipo moderno); *attivi* (che inducono nuove sollecitazioni sulla struttura tramite dispositivi pre-tesi).

Oppure possono essere ordinati secondo la patologia di dissesto rispetto alla quale l'intervento è stato messo a punto: *per eccesso di carico verticale* (compressione, schiacciamento), *orizzontale ortogonale alla parete* (spinta), oppure *orizzontale parallelo alla parete* (taglio); o ancora per *l'effetto indotto sulla struttura*, come l'aumento dei vincoli (realizzazioni di incastri o di appoggi), la creazione di collegamenti (con cordoli e catene), la riduzione delle connessioni e delle rigidità (esecuzione di giunti e di tagli).

In linea generale per gli interventi strutturali sulle pareti murarie, devono essere utilizzati materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche

analoghe a quelle dei materiali in opera, o quantomeno il più possibile compatibili.

Le procedure di seguito esposte danno le indicazioni, ed i criteri generali, circa le metodologie d'intervento per i consolidamenti statici, mossi dal fine sia di aumentare le caratteristiche di resistenza dei setti murari, sia di ridurre eventuali tensioni indotte nei materiali da forze esterne. Gli interventi sono stati suddivisi in base al miglioramento che si vuole raggiungere e in base alla tipologia strutturale.

5.2. INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI MURARI

Questi interventi sono mirati sia al risanamento ed alla riparazione di murature deteriorate e danneggiate, sia al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura; la soluzione tecnica da applicare deve essere valutata anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidità, anche realizzando opportuni ammorsamenti tra pareti ortogonali, qualora mancanti.

A seconda dei casi si procede:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (nicchie, armadi a muro, scarichi e canne fumarie, ecc.);
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

Gli interventi che si possono realizzare per il raggiungimento degli obiettivi sopraesposti sono:

- ***Rigenerazione muraria con iniezioni consolidanti;***
- ***Ristilatura dei giunti;***
- ***Scuci e cucì;***

- *Ricostruzione dei muri;*
- *Chiusura vani;*
- *Intonaco armato.*

5.2.1. *Rigenerazione muraria con iniezioni consolidanti*

Il consolidamento di strutture in muratura tramite iniezioni di miscele di varia natura, rappresenta una delle tecniche d'intervento più usate. Negli ultimi 20 anni la possibilità di potere disporre di una metodologia non invasiva architettonicamente, di facile e rapida applicazione ed economicamente vantaggiosa per l'impresa esecutrice, ha determinato un utilizzo spesso indiscriminato di tale intervento. Il metodo consiste nell'iniettare una miscela di legante, in pressione o per colatura, per gravità, nei vuoti presenti della parete che s'intende consolidare in modo da ripristinare la continuità in caso di stati lesionativi diffusi o di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura. Le miscele sono costituite da acqua e leganti inorganici (calci, cementi) o da miscele organiche (resine) che hanno un diverso grado di compatibilità con il supporto originario, soprattutto in relazione alla qualità delle malte esistenti e conferiscono un diverso comportamento, in termini di rigidità e resistenza, alla muratura consolidata. La parete in muratura deve presentare una tessitura con una sufficiente continuità di vuoti e allo stesso modo, la miscela deve essere progettata in modo da garantire una sufficiente penetrabilità, ossia un'adeguata fluidità; in tal senso le caratteristiche reologiche della miscela iniettata possono essere migliorate con l'aggiunta di particolari additivi dosati anche in funzione del grado d'assorbimento d'acqua del supporto originario. L'uso di leganti inorganici ha lo scopo di riempire i vuoti e dare continuità mentre, le resine, hanno un certo potere incollante; ciò le rende utili nel caso di una muratura molto compatta (con pochi vuoti) ed in particolare nel consolidamento di singoli blocchi lapidei.

Di seguito viene illustrato fin nei minimi dettagli l'uso della rigenerazione, mettendo in evidenza quanto segue:

- le iniezioni consolidanti hanno lo scopo di riempire i vuoti interstiziali delle murature, incrementandone in tal modo la rigidità ed anche la

resistenza; per tale motivo la tipologia muraria sulla quale può essere applicato l'intervento è quella a sacco o in pietrame misto ove la diffusione della miscela è molto elevata grazie ai numerosi vuoti interstiziali caratteristici; murature di mattoni pieni o in blocchi di pietra regolarmente squadrate, infatti, hanno letti di legante di ridotto spessore con una percentuale di vuoti generalmente molto bassa e, soprattutto, senza apprezzabile possibilità di permeazione della eventuale miscela legante, con limitato incremento delle caratteristiche meccaniche;

- si decide di usare tale tecnica principalmente quando si è in presenza di una muratura fortemente degradata internamente (numerosi vuoti, malta disgregata, microlesioni diffuse) oltre che superficialmente e nei casi in cui si deve aumentarne la resistenza; chiaramente però occorre dimostrare la necessità ed anche l'opportunità del tipo di intervento mediante adeguati approfondimenti della conoscenza, eseguendo indagini endoscopiche e prove di carico per individuare la tipologia muraria, la quantità dei vuoti, lo stato di conservazione del legante ed il coefficiente di sicurezza a rottura della muratura; successivamente occorre una verifica di calcolo per dimostrare il miglioramento della situazione rispetto all'ante-opera; quindi bisogna verificare mediante prove di assorbimento miscela se il tessuto murario si presta a tale tipo di intervento, cioè se riesce ad assorbire miscela in quantità significativa (generalmente almeno 150 l/mc); determinare la tipologia della miscela, che deve essere compatibile con il supporto esistente, la dimensione ottimale dei granuli e lo schema geometrico e, per finire, la profondità dei fori, che variano in funzione delle condizioni al contorno;
- l'intervento va tenuto sotto controllo costante in corso d'opera, modificando localmente quanto necessario per la sua buona riuscita; nei casi di maggiore delicatezza è opportuno eseguire prove di controllo anche in corso d'opera (ad es. indagini soniche correlate alle prove di carico nella fase iniziale), così come al termine, per dimostrare la riuscita dell'intervento.

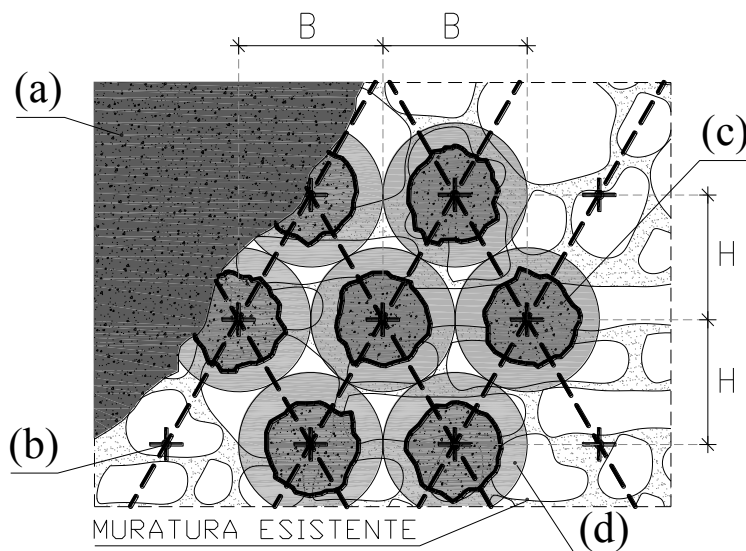


Figura 151. Iniezioni consolidanti

Dove:

- a)** Intonaco da rimuovere;
- b)** Fori nei giunti dove iniettare la malta;
- c)** Miscela iniettata;
- d)** Area di influenza della miscela consolidante.

La tecnica di intervento viene eseguita attraverso le seguenti fasi :

- **Preparazione della parete.** Le operazioni da compiere sono legate alla necessità di preparare la parete per l'intervento vero e proprio. In presenza d'intonaco di rivestimento, quando questo presenti nessun valore artistico storico, si procede, in genere alla sua rimozione o nel caso di limitati stati fessurativi al risarcimento delle parti ammalorate in modo da non causare una fuoriuscita della miscela che sarà successivamente iniettata attraverso la stuccatura di tutte le lesioni e fessure con malta di cemento additivata con resina adesivizzante. Nel caso invece di murature faccia a vista, si procede alla sigillatura preventiva dei giunti deteriorati presenti in superficie e delle eventuali fessure; per murature particolarmente incoerenti e caotiche è

consigliabile effettuare un pre-consolidamento fatto con pre-iniezioni: sfruttando le discontinuità presenti sulle superfici della muratura, attraverso gli ugelli posti in opera con gesso, si cola boiacca procedendo dal basso verso l'alto e per zone simmetriche di 2 o 3 metri quadrati.

- **Esecuzione dei fori di iniezione.** Stabilito l'ordine con cui procedere alle iniezioni, che devono interessare zone simmetriche a cominciare dalle più basse, si realizzano i fori con sonde a rotazione e mai a percussione adottando diametri, interassi, lunghezze e direzioni correlati al tipo, condizione e spessore della muratura da consolidare. In generale i fori, in numero di 2 o 3 a m², hanno diametri compresi tra i 20 e i 40 mm, interasse tra i 30 ed i 100 cm e sono disposti su file parallele a formare un reticolo regolare; su muri di spessore superiore ai 50-60 cm è opportuno eseguire le perforazioni sulle due facce. I fori, preferibilmente, dovranno essere eseguiti in corrispondenza dei giunti di malta. Nelle perforazioni saranno posizionati dei tronchetti di rame utilizzabili come iniettori, sigillati con malta antiritiro pronta all'uso a rapido indurimento ed effetto tixotropico. L'esecuzione dei fori viene seguita dall'introduzione di ugelli e boccagli, lunghi almeno 10 cm e sigillati con malta di cemento.
- **Scarnitura profonda dei giunti murari.**
- **Lavaggio del muro.** Attraverso gli ugelli viene immessa acqua all'interno della muratura attraverso gli iniettori di rame in leggera pressione procedendo dall'alto verso il basso e controllando l'esistenza eventuale di vie di fuga che vanno sigillate. L'acqua, introdotta a leggera pressione, elimina i detriti più minuti e porta a saturazione la muratura ponendo le premesse per una buona maturazione della miscela iniettata, lasciandola fluida ed attenuandone il ritiro. Appare tuttavia evidente come tale operazione renda tale tecnica d'intervento fortemente invasiva per murature che presentino apparati decorativi di pregio.

- **Stilatura dei giunti** con malta di cemento e sabbia a grana grossa (o comunque con malta porosa).
- **Inserimento dei tubetti di iniezione filettati e loro fissaggio.**
- **Bagnatura, a più riprese, fino a saturazione.**
- **Iniezione.**

5.2.2. *Ristilatura dei giunti*

Tale metodo, certamente buono per la rigenerazione superficiale della malta particolarmente degradata, è utile ed assume una funzione statica importante nelle murature di limitato spessore in cui però si può arrivare in profondità con la stilatura e nelle quali la parte lapidea è in buone condizioni, mentre il legante è particolarmente degradato e spesso sgretolabile. Generalmente lo spessore massimo di muratura non deve superare i 50 cm, con profondità di stilatura ottimale di 10-15 cm; si riesce così a migliorare le caratteristiche meccaniche del legante sul 50% della superficie e ad ottenere quindi un notevole incremento della tensione di rottura per compressione e quindi del relativo coefficiente di sicurezza. La tecnica consiste nella rimozione manuale del legante e successiva ricostruzione con analogo, della medesima composizione (da definire a seguito di analisi di laboratorio sulle malte), secondo le seguenti fasi esecutive:

- **scarnitura profonda dei giunti** mediante raschietti a mano evitando l'uso di attrezzi meccanici e cercando di arrivare alla massima profondità possibile;
- **lavaggio** con acqua spruzzata a bassa pressione;
- **stilatura dei giunti** con malta a stabilità volumetrica compatibile con il supporto.

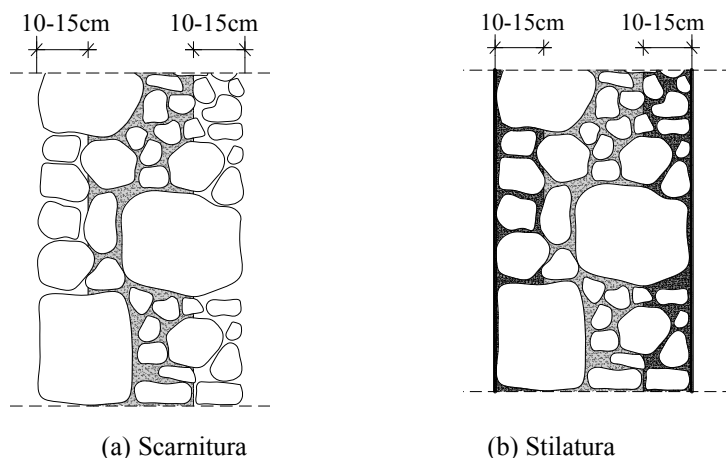


Figura 152. Ristilatura dei giunti

5.2.3. *Scuci e cucì*

Questo intervento si effettua in presenza di murature lesionate o degradate limitatamente a zone circoscrivibili. Tale tecnica consiste, nel ripristino della continuità muraria attraverso la rimozione degli elementi (lapidei o laterizi) lesionati o degradati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con nuovi elementi sani senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione o nella creazione della connessione efficace tra elementi di incroci e martelli murari, da realizzare, nei casi in cui esista una discontinuità netta, attraverso la messa in opera di morse tra incroci murari. È un metodo molto costoso e di difficile esecuzione ma, soprattutto, in corrispondenza di murature importanti è da preferire ad altre soluzioni sia perché con esso non vengono introdotti nella muratura elementi metallici, sia perché è quello che ricostituisce nel modo migliore e più naturale la continuità perduta. Per quanto riguarda i materiali utilizzati, si fa notare come i mattoni si prestino meglio, rispetto alla pietra, ad essere sagomati secondo necessità. In ogni caso non è necessario che il nuovo materiale sia di uguale natura, forma e dimensione di quello preesistente, fatta eccezione, per quelle circostanze nelle quali si intenda porre una particolare attenzione agli aspetti estetici dell'intervento.

La tecnica di intervento viene eseguita attraverso le seguenti fasi :

- **Individuare la zona da cui iniziare e la direzione di sviluppo**

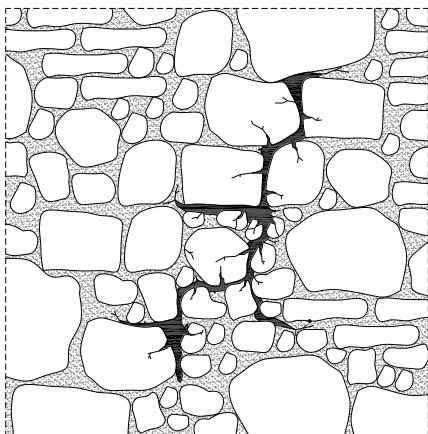


Figura 153. Cuci e scuci FASE1

La tecnica viene utilizzata in presenza di un quadro fessurativo della muratura che può presentarsi più o meno complesso, ramificato ed esteso. Normalmente si inizia da punto più in basso, ma non è una regola immutabile: occorre valutare con attenzione come deve progredire il lavoro, tenendo conto anche delle eventuali tensioni presenti nella muratura stessa. Può essere molto utile eseguire delle fotografie mentre si esegue tale operazione.

- **Iniziare a smontare la zona di muratura scelta**

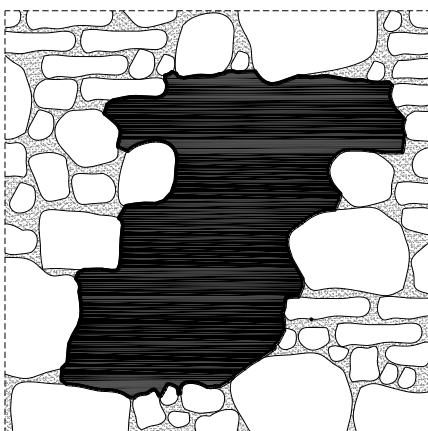


Figura 154. Cuci e scuci FASE 2

Utilizzando punta e mazzetta e scalpelli a punta larga si va ad agire sui giunti tra mattone e mattone, cercando di scalzare ogni singolo elemento senza romperlo o danneggiarlo. Possono essere utilizzati anche cunei in ferro

oppure, in caso di forte adesione della malta, strumenti abrasivi (ad esempio seghetti). Deve essere sconsigliato, se non in casi estremi, l'uso del flessibile.

La zona smontata deve avere una dimensione limitata (non più di 20 - 30 mattoni per volta) e deve avere un contorno frastagliato per permettere la successiva ammorsatura tra la parte esistente e quella rifatta.

- **Ricucire la muratura**

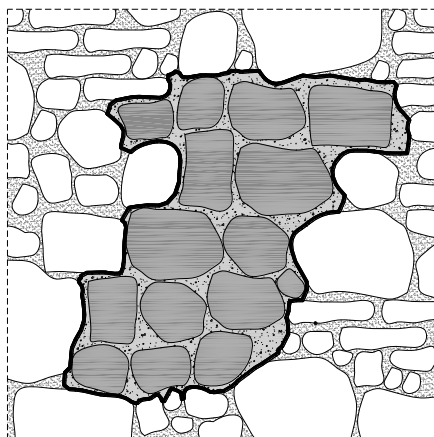


Figura 155. Cuci e scuci FASE 3

Occorre in primo luogo preparare la malta : l'operazione, deve essere studiata ed eseguita con cura, perché si deve ottenere una malta il più possibile simile a quella originale. In murature strutturali succede spesso che il cemento utilizzato a rinforzo determini nuovi motivi di dissesto nelle parti rimanenti a causa delle più elevate caratteristiche di resistenza. A questo punto, utilizzando le pietre di recupero

o analoghe preventivamente bagnate, si inizia a porre in opera i corsi realizzando ammorsature adeguate alle murature esistenti sia trasversali che parallele al piano della muratura.

- **Risarcire i giunti degradati e stuccare le fughe e rifinitura della muratura**

Con la stessa malta usata per legare i mattoni, eventualmente additivata con polvere di cotto a granulometria disomogenea, si risarciscono i giunti degradati nella restante muratura esistente e, nel caso di muratura faccia a vista, si stuccano le fughe. Quando l'operazione è completata possiamo procedere alle operazioni di finitura applicando l'intonaco o lasciando la muratura faccia a vista.

5.2.4. *Ricostruzione dei muri*

Nel caso di elementi murari molto danneggiati, con lesioni molto diffuse e soprattutto nel caso di muratura di composizione caotica, valutare l'opportunità di demolire e ricostruire l'elemento. In tal caso, adottare i provvedimenti atti a salvaguardare la sicurezza durante i lavori e a limitare il disturbo dell'equilibrio statico precedente al sisma. Se le zone da demolire e ricostruire sono estese, agire per campioni limitati, con il "scuci e cuci". Le zone ricostruite devono essere ammorsate ai muri preesistenti, messe in forza

rispetto ad essi e realizzate in modo da limitare le variazioni di rigidezza rispetto ai materiali ed alle tessiture originali.

5.2.5. *Chiusura di vani*

Il problema del numero delle bucatore esistenti in una parete muraria deve essere affrontato in due modi principali: curando l'aspetto locale della redistribuzione del carico sulle spallette murarie e quello generale del rapporto vuoti-pieni nella sezione orizzontale e della eventuale necessità di messa in carico per incrementare la superficie resistente. Il caso generale in cui è di fondamentale importanza la conoscenza del numero di bucatore esistenti nella muratura e del valore dell'effettiva superficie resistente rispetto a quella geometrica della sezione muraria, è quello in cui si procede a ristrutturazioni generali di edifici storici con variazione di destinazioni d'uso e della distribuzione dei carichi. Ciò perché tali edifici generalmente hanno subito modifiche importanti nel corso della loro storia, spesso legate a passaggi di proprietà, che ne hanno comportato grandi modifiche nella distribuzione planimetrica, con spostamento dei passaggi e conseguente chiusura di vecchie porte (solitamente senza opportuna messa in carico e spesso addirittura con forati) ed apertura di nuove. In tal modo restano visibili solo i passaggi più recenti, essendo quelli vecchi coperti da intonaco o altro materiale. Ecco quindi che, calcolando la tensione nella muratura a seguito della distribuzione dei carichi di progetto, si rischia di considerare una superficie resistente nettamente maggiore di quella effettiva, con stati tensionali inferiori ai reali. Pertanto quando si ha a che fare con un progetto simile è bene ricostruire le variazioni statiche importanti subite dall'edificio con adeguata ricerca storico-costruttiva e successivamente, oltre alle altre prove previste, eseguire anche indagini termografiche in grado di mettere in luce l'esistenza di vuoti non visibili ipotizzati in base alla suddetta ricerca. Di solito emerge in questi casi la necessità di chiudere i vecchi vani con muratura di mattoni pieni e successiva loro messa in carico, sia per problemi di sicurezza statica a compressione ed a taglio in zona sismica, sia per ridonare uniformità e compattezza al tessuto murario.

c) ammorsamento tra muratura esistente e di rinforzo o chiusura.

Le fasi esecutive, sono le seguenti:

- rimozione dell'intonaco e della tamponatura non in carico;
- ricostruzione di muratura (generalmente in mattoni pieni, ma da verificare in funzione della tipologia muraria di base) con ammorsature alla esistente mediante tecnica del cucì-scucì;
- nella parte superiore, per circa 30 cm, usare malta leggermente espansiva, con quantità di additivo da definire in base a calcoli specifici, ma che comunque va ottimizzata in corso d'opera in funzione della risposta per le prime file di mattoni;
- se necessario, in casi particolarmente delicati, è opportuno prevedere il monitoraggio dell'intervento per tenere sotto controllo la deformata e verificare la messa in carico della tamponatura.

5.2.6. *Intonaco armato*

La tecnica di consolidamento mediante intonaci armati consiste nel realizzare, in aderenza alle superfici del paramento murario, due pareti di materiale a base cementizia, armata con rete metallica e resa solidale alla stessa con barre ancorate nella muratura per almeno 2/3 dello spessore murario. In tale situazione la lastra fornisce un confinamento parziale alla dilatazione trasversale dei paramenti (spanciamiento). Tale metodo d'intervento permette di aumentare la rigidezza e la resistenza grazie all'apporto di un'ulteriore sezione resistente in c.a. La muratura non risulta sgravata dalle sollecitazioni di compressione in quanto, il betoncino è inizialmente scarico, la parete consolidata beneficia, infatti, dell'intervento solo nei riguardi d'eventuali incrementi di carico.

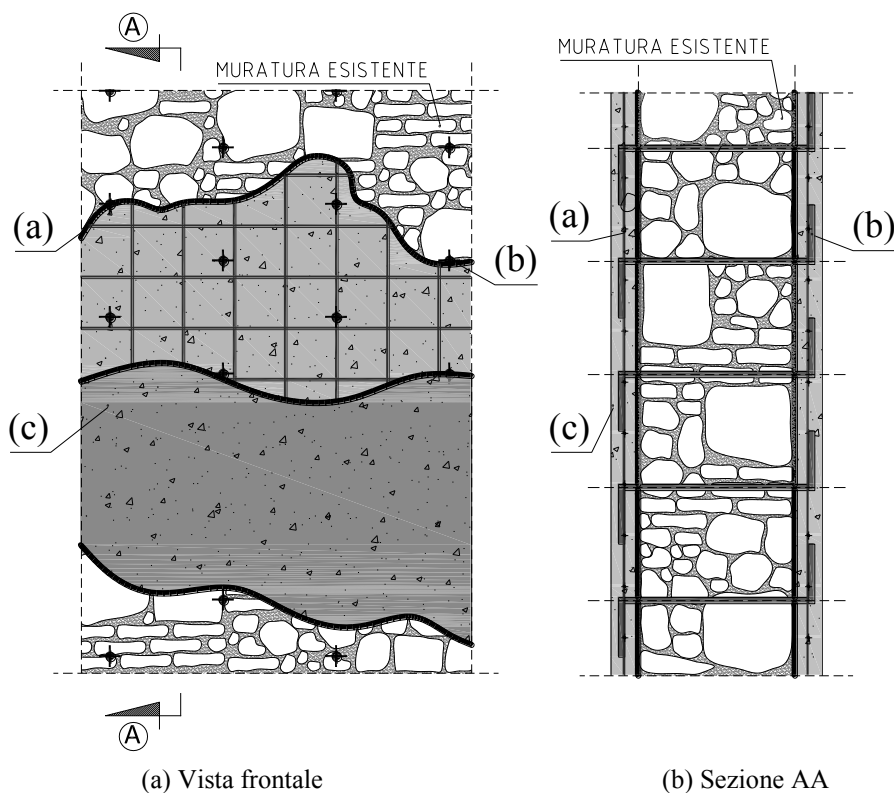


Figura 157. Intonaco armato

dove :

- a) **Rete elettrosaldata:** in genere si usano delle reti elettrosaldate con barre di diametro di 3-6 mm con maglia 10x10 oppure 15x15 cm. La rete viene posizionata di solito distanziata almeno di 1 cm dalla parete. Buona regola è di risvoltare di almeno 50 cm in corrispondenza delle intersezioni con murature ortogonali e prevedere delle zone di sovrapposizione delle reti elettrosaldate di almeno 20 cm. Posizionata la rete si piegano i tiranti ad uncino di 90°.
- b) **Barre di collegamento delle pareti;** generalmente vengono utilizzati tondini per c.a. ad aderenza migliorata del diametro variabile da 4 a 8 mm; essi vengono posizionati per battitura attraverso i giunti di malta, sfruttando eventualmente le lesioni presenti, oppure infilati in fori praticati appositamente che, successivamente possono anche essere

sigillati con iniezione di malta. Per un corretto funzionamento i tondini di acciaio vengono saltati ovvero risvoltati al di sopra della rete in modo da migliorare il collegamento tra la lastra e la parete e l'ancoraggio nella muratura si spinge a circa $2/3$ lo spessore della muratura. Il loro numero può variare a seconda dei casi e, di solito non scende al di sotto di due barre ogni m^2 . E' opportuno realizzare anche connessioni tra le lastre e gli elementi trasversali di contorno (cordoli, fondazioni, etc.).

- c) **Getto di cls**; la posa in opera della miscela di legante è realizzata, previo accurato lavaggio ebagnatura fino a saturazione della muratura, con procedure diverse in funzione dello spessore della lastra che si vuole applicare. Per spessori modesti ($3 \div 5$ cm) la paretina è realizzata spruzzando meccanicamente la malta cementizia ad alto contenuto di cemento (gunita), sulla rete in uno o più passaggi. Nel caso di paretine d'elevato spessore ($6 \div 15$ cm), peraltro da evitarsi, è necessario in la predisposizione di un'apposita cassetta per contenere il getto di calcestruzzo

Di seguito sono indicate le fasi operative:

- **preparazione della parete;**
- **perforazioni;**
- **pulire con getto le fessure;**
- **inserimento delle barre ;**
- **posizionamento delle armature;**
- **esecuzione delle paretine.**

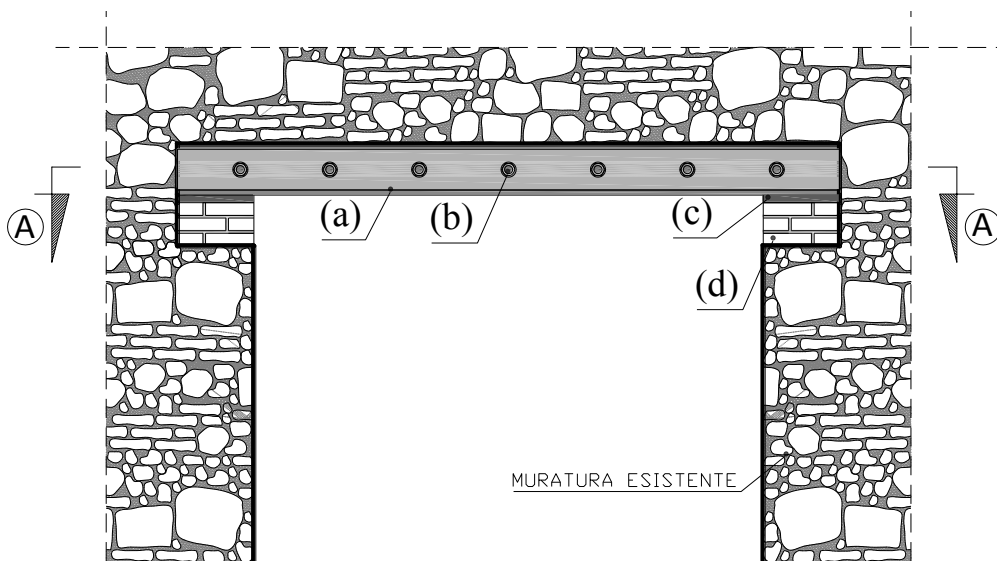
5.3. INTERVENTI PER GLI ARCHITRAVI

Gli architravi sono elementi strutturali orizzontali, costituiti da elementi monolitici (travi lignee o in acciaio o piattabande lapidee) o realizzati in muratura, (laterizio o pietra) posti al di sopra delle aperture, la cui funzione è quella di sostenere il peso della muratura sovrastante e di eventuali altri carichi su essa gravanti. I carichi agenti sull'architrave sono scaricati sugli elementi verticali portanti (piedritti o spalle) che, sono assimilabili agli appoggi di estremità. Il peso della muratura gravante su un architrave è

definito dalla cosiddetta parabola di distacco, la cui freccia è di non banale valutazione, in quanto funzione della tessitura della muratura e della presenza di ulteriori aperture nella parete muraria. Nel caso in cui fossero ammalorati o insufficienti a sopportare i carichi su di essi gravanti, la sostituzione deve essere eseguita con elementi preferibilmente metallici o singoli o accoppiati (legati da bullonature diffuse) in modo da garantire un'elevata indeformabilità flessionale e la circuitazione delle tensioni nei pressi delle forature (porte, nicchie, finestre, edicole, etc...) presenti nelle pareti.

L'intervento è costituito dai seguenti elementi:

- a) **profilati metallici**: affiancati o in sostituzione degli architravi esistenti;
- b) **barre filettate** in acciaio inox per collegare tra loro i profilati in acciaio;
- c) **piatto in acciaio S275** dello spessore di 10 mm ;
- d) **cuscinetto in mattoni pieni**, necessario a trasferire i carichi concentrati derivanti dai profilati in acciaio sulla muratura esistente.



(a) Vista frontale

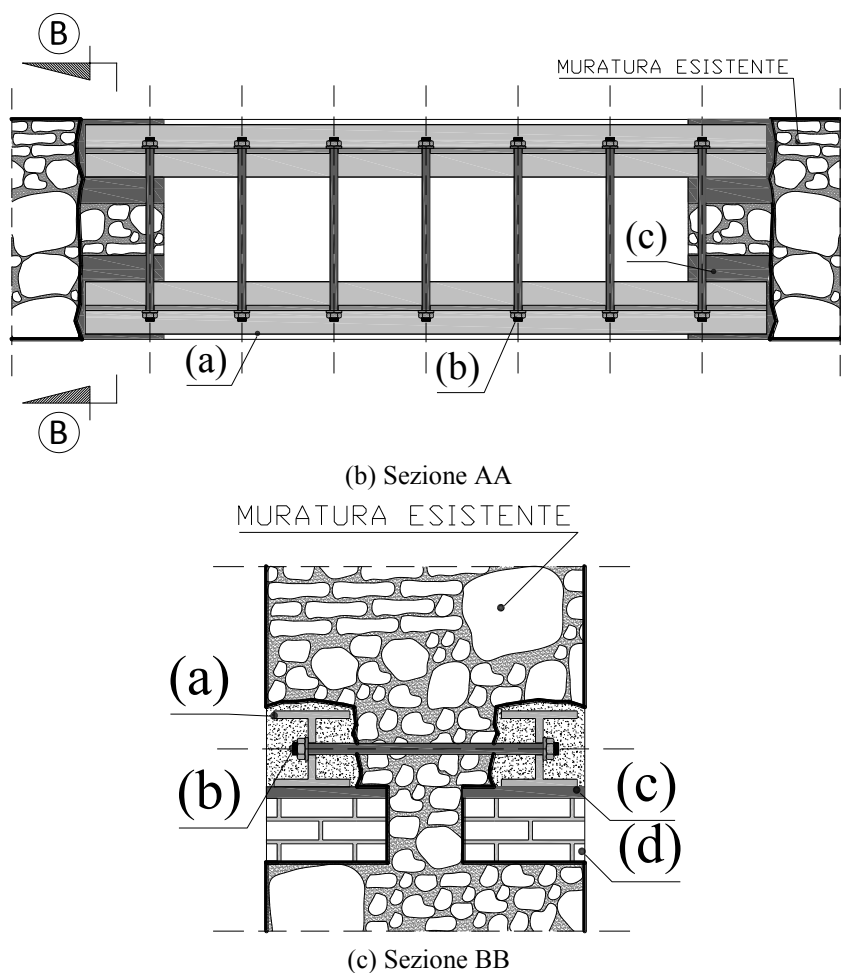


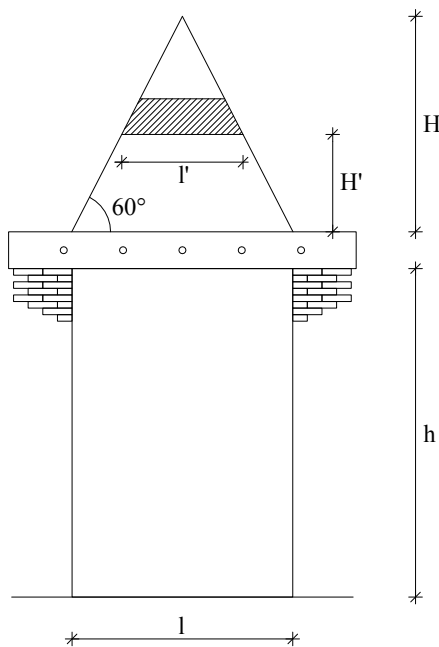
Figura 158. Particolari interventi di consolidamento degli architravi

Il calcolo degli architravi viene realizzato effettuando le verifiche imposte dalla normativa vigente e dimensionando gli elementi strutturali in modo che la sollecitazione massima di progetto sia inferiore alla resistenza offerta. Le verifiche condotte riguardano:

5.3.1. *Verifica a flessione dell'architrave (dimensionamento dell'elemento strutturale);*

Per la valutazione dei carichi che gravano sull'architrave, il problema presenta un certo grado di indeterminazione dipende dalla non bene definibile

linea di distacco della muratura conseguente al cedimento elastico o plastico dell'architrave. La parte in muratura compresa tra detta linea di distacco fittizia, che in realtà ha un andamento parabolico, e l'architrave è quella che grava sullo stesso. La parte in muratura sovrastante la linea di distacco si comporta come un arco che scarica la spinta direttamente sulle spalle. Il problema viene semplificato assumendo come carico soltanto il peso della parte di muratura che è racchiusa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso. I carichi uniformemente distribuiti al di sopra del triangolo dovuti ad eventuali solai sono trascurati mentre si considerano quelli interni al triangolo per la sola parte intercettata. Si calcola dunque il peso del prisma triangolare murario, la cui base è data dalla luce teorica, ottenuta incrementando la luce del vano del 5%.



Momento massimo in mezzeria:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_t^2}{8} + \frac{q_m \cdot l_t^2}{12}$$

Dove:

- **q** è il peso della porzione di solaio intercettato dal triangolo prima definito;
- **q_m** è il peso della muratura (configurazione triangolare);
- **l_t** è la luce teorica pari a $l_t = 0,05 \cdot l$;
- **H** è l'altezza del triangolo pari a $H = \frac{l_t}{2 \cdot \tan 30^\circ}$

Figura 159. Schematizzazione architrave

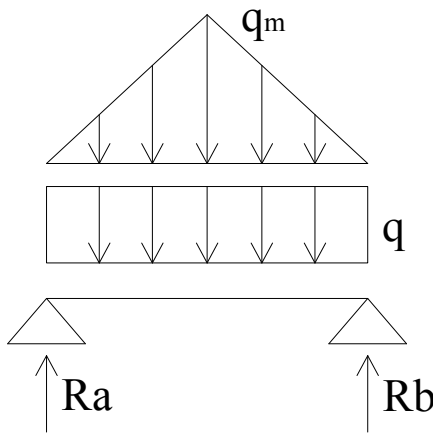
La verifica viene effettuata controllando che la σ_{max} del profilato sia inferiore di quella ammissibile

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{2 \cdot W_x} \leq \sigma_{amm}$$

dove W_x , è il modulo di resistenza del profilo metallico scelto in fase di predimensionamento.

5.3.2. Verifica a taglio dell'architrave;

La verifica a viene condotta imponendo che lo stato tensionale indotto dai carichi agenti, sia inferiore alla resistenza offerta dai profili ipotizzati in fase di calcolo. Lo schema di calcolo ipotizzato è il seguente, in cui si riportano R_a e R_b (sollecitazione tagliante sull'architrave).



Reazioni agli appoggi:

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot l_t}{2} + \frac{q_m \cdot l_t}{4}$$

Figura 160. Schema di calcolo dell'architrave

L'azione di taglio agente sulla singola putrella (avendo ipotizzato l'utilizzo di due accoppiate e collegate a mezzo di barre filettate) è la seguente:

$$T_a = \frac{R_a}{2} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{T}{s \cdot h_a} \leq \tau_{amm}$$

dove:

- s è lo spessore dell'anima del profilo metallico adottato;
- h_a è l'altezza dell'anima del profilo metallico adottato.

5.3.3. *Verifica di deformabilità (controllo della freccia);*

La verifica di deformabilità assume un ruolo importante nella scelta del profilo da adottare per la realizzazione della piattabanda, in modo che si possa evitare eccessive deformazioni che potrebbero provocare problemi di carattere funzionale e statico.

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l_t^4}{EI} + \frac{1}{120} \cdot \frac{q_m \cdot l_t^4}{EI} \leq \frac{l_t}{500}$$

5.3.4. *Verifica della tensione massima sulla muratura per effetto dello scarico delle sollecitazioni agenti.*

L'ammorsamento all'interno della muratura del profilo metallico adottato è stato ipotizzato pari a 30 cm; il profilo è poggiante su una piastra in acciaio per una migliore ripartizione dei carichi.

La tensione sulla superficie di appoggio della trave risulta pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{R}{a \cdot b}$$

Dove a e b, rappresentano la superficie di appoggio del profilo sulla piastra (a = lunghezza piastra; b = larghezza dell'ala del profilo).

La tensione finale sul pilastro (porzione di muratura interessato dallo scarico dell'architrave) in muratura è:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot R}{A \cdot B}$$

dove A e B sono le dimensioni della piastra in acciaio che distribuiscono il peso dell'architrave sulla muratura esistente.

Le fasi operative di messa in opera sono:

- taglio della muratura per consentire l'inserimento delle travi in acciaio;
- inserimento dei profili in acciaio nella muratura ;
- allettamento dei mattoni pieni tra i profili con malta idraulica;
- malta per iniezioni per chiusura finale a saturare gli eventuali spazi tra i vari materiali;

- collegamento dei profili in acciaio tra di loro con barre filettate e bulloni in testa;
- intonaco traspirante a chiusura dell'intervento.

5.4. INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammortamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate, correggendo il malfunzionamento di tetti spingenti.

Consistono in:

- *Inserimento di tiranti metallici*
- Inserimento di *cordoli* in sommità realizzati in *muratura armata*;

5.4.1. *Tiranti metallici*

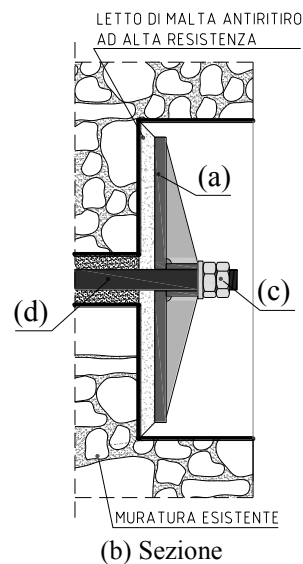
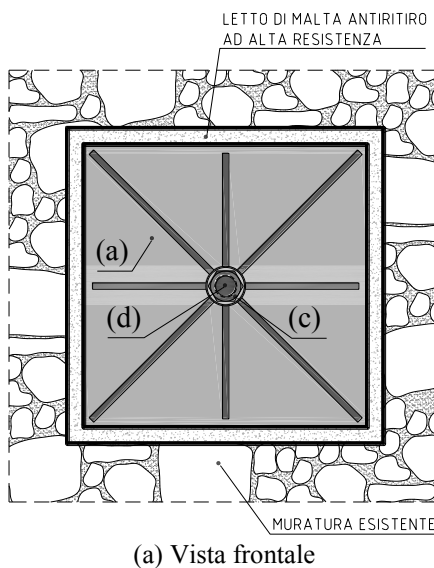
Le strutture in muratura risultano altamente vulnerabili nei confronti di un'azione sismica in quanto presentano spesso un comportamento non scatolare. Per limitare questa fonte di vulnerabilità e conferire alla struttura un adeguato stato di collegamento tra le pareti ortogonali, si può ricorrere all'antica tradizione costruttiva dell'inserimento di tiranti (catene) orizzontali. I tiranti possono essere posti in opera sia prima che dopo eventuali dissesti derivanti da azioni orizzontali, e sono costituiti essenzialmente da i seguenti elementi:

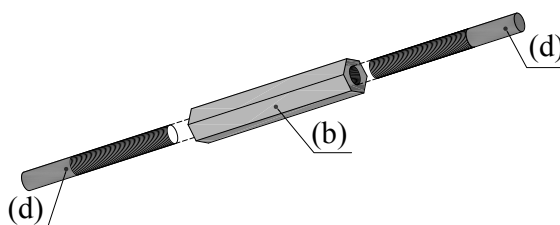
a) organi di ritegno o **capochiave** del tipo:

- piastre circolari, ellittiche o quadrate solitamente nervate radialmente in modo da aumentare la rigidezza flessionale. Il diametro o il lato è solitamente variabile tra 30 e 50 cm;
- paletti, che dovrebbero essere posizionati inclinati a 45° rispetto all'orizzontale in modo che il semipaletto inferiore agisca sul muro

ortogonale. La lunghezza del paletto varia da 80 a 120 cm, misure inferiori possono comportare tensioni unitarie di contatto paletto-muro molto elevate. Eccessive lunghezze possono favorire gli effetti flessionali e, pertanto, lo spessore del paletto deve essere proporzionato alla lunghezza.

- b) giunti di connessione:** vengono adottati quando non sono disponibili barre di lunghezza particolare e possono essere del tipo a forchetta con spinotto, a manicotto a vite, a gabbia;
- c) giunti di tensione** del tipo a gabbia e a manicotto, a dado e vite impiegato per tiranti con organi di ritegno a piastra.
- d) tiranti:** possono essere realizzati da normali barre in acciaio per armatura, con profilati piatti o quadri, con trefoli in acciaio armonico.





(c) Particolare giunto

Figura 161. Particolari catene

Le catene, realizzate con elementi metallici (barre, piatti, tondi, profili, etc..), ancorate alle murature mediante capochiave a piastra o a paletto, disposte nelle due direzioni principali del fabbricato, sono elementi costitutivi tradizionalmente impiegati con funzioni strutturali di collegamento, contenimento e ritegno e sono quindi sottoposte a sforzo di trazione. Una peculiarità dell'intervento è la possibilità di intervenire nel corso della vita della struttura alla ritesatura delle catene. I casi più comuni in cui viene usato un rinforzo di tal tipo sono i seguenti:

- esistenza di spinte non equilibrate dovute a volte o archi; la forza orizzontale può essere calcolata in maniera preventiva e di conseguenza può essere dimensionato il tirante da inserire, ancorato alle estremità mediante capochiave, o per semplice attrito anche senza messa in carico con pretensionamento; se invece la spinta ha creato deformazioni e spancamenti sulla muratura, o anche lesionamento grave sulla volta occorre mettere in carico il tirante mediante pretensionamento. Ove non sia possibile accedere al lato esterno delle pareti per l'apposizione del capochiave, è possibile eseguire un ancoraggio chimico all'interno delle murature con il sistema così detto "a bulbo" tramite fialoidi in vetro contenenti formulati chimici. Altro tipo di ancoraggio che può essere utilizzato in questi casi è quello ad arpione, che, come dice la parola stessa, allargandosi si attanaglia alla muratura adiacente fornendo un contrasto passivo al

- tirante in caso di entrata in tensione, oppure di tipo attivo nel caso di pretensionamento del tirante stesso;
- in zona sismica, come collegamento tra murature parallele, al fine di evitare spostamenti differenti (funzioni delle relative rigidezze) e di conseguenza danni imprevedibili sulle murature stesse e sugli orizzontamenti su di esse poggianti;
 - ove occorre collegare le facciate di edifici costruttivamente non connesse ai setti ortogonali; in tal caso si fa in modo che i tiranti vengano inseriti nel piano del solaio, oppure immediatamente al di sotto; data la profondità dell'intervento non è quasi mai possibile inserirli nelle murature per attrito a causa delle difficoltà di esecuzione dei fori stessi.

La posizione dei tiranti è pressoché obbligata; essi potranno essere inseriti all'altezza della quota dei solai intermedi o entro le strutture lignee dei tetti. Le catene più efficaci sono quelle poste non in asse con la muratura, libere di scorrere, disposte su una o due facce della muratura.

Le catene con estremità filettate sono fissate alla piastra o bolzoni tramite dadi, in modo che il controllo dello stato di tensione della barra, eseguito con chiavi dinamometriche, consenta la stessa messa in tensione nel tirante; dopo tale operazione è necessario porre un controdado in modo da evitare possibili allentamenti della bullonatura; la saldatura del dado alla piastra o al bolzone è sconsigliabile in quanto impedisce possibili ritesature della catena (nel caso non siano presenti tenditori intermedi). In passato il tirante veniva riscaldato e bloccato alle estremità dal capochiave; la contrazione del medesimo per effetto del raffreddamento veniva impedita dalla presenza di strutture murarie e ciò lo poneva in trazione, esercitando sulla muratura azioni orizzontali di contrasto a quelle deformati.

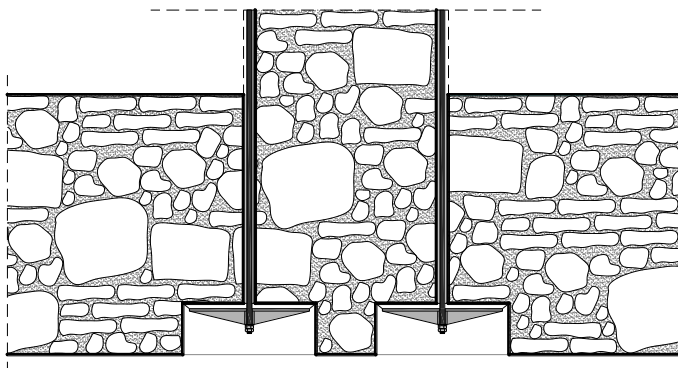


Figura 162. Posizione in opera delle catene

Per il dimensionamento dei tiranti (una volta calcolato il tiro) è necessario eseguire tre verifiche:

- Meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti (T_1);
- Meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio (T_2);
- Meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressioni di contatto (T_3).

Per il calcolo è ragionevole scegliere il minimo valore ottenuto.

$$T_1 = A \cdot f_y$$

$$T_2 = f_y \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b$$

Dove:

f_y è la tensione di snervamento dei tiranti;

A è l'area della sezione trasversale dei tiranti;

a è la larghezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti;

b è la larghezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti;

t è lo spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti.

Le fasi operative di messa in opera sono:

- esecuzione dei fori passanti di diametro 25 – 30 mm. mediante carotiere a rotazione;

- scasso nella muratura per inserimento delle piastre d'ancoraggio. Il piano di posa di queste andrà preparato con malta a ritiro compensato;
- rinforzo della muratura retrostante la piastra di ancoraggio dei tiranti;
- taglio a preparazione dei tiranti filettati agli estremi;
- inserimento delle barre (o dei trefoli) in apposite scanalature effettuate lungo la muratura;
- messa in opera delle piastre dello spessore di circa 15 mm. con opportune nervature o adeguato rapporto tra larghezza e lunghezza del paletto;
- messa in tensione dei tiranti con chiavi dinamometriche;
- sigillatura delle scanalature con malta a ritiro compensato.

5.5. INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE SPINTE DI ARCHI E VOLTE ED AL LORO CONSOLIDAMENTO

Archi e volte sono presenti frequentemente nell'edilizia storica e costituiscono un elemento di vulnerabilità dovuta al loro peso e alla spinta orizzontale che esercitano sulle pareti.

Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta devono essere realizzati, quindi, con l'obiettivo di compensare le spinte indotte sulle murature di appoggio e di impedirne l'allontanamento reciproco.

La tecnica tradizionale consiste nell'inserimento di *catene metalliche* che eliminino la spinta orizzontale, poste di norma alle reni di archi e volte. Qualora non sia possibile questa disposizione, è possibile collocare le catene a livelli diversi (ad esempio estradossali).

È possibile il ricorso, sull'estradosso, a tecniche di *placcaggio con fasce di materiale composito*.

In presenza di lesioni deve essere prevista una riparazione, mirata a ricostituire il contatto tra i conci, tramite iniezione di malta.

Particolare attenzione va prestata alle volte costruite con mattoni disposti in foglio, poste in genere all'ultimo piano senza funzione portante, ma che hanno dimostrato elevata vulnerabilità essendo quasi tutte crollate o danneggiate in modo pesante.

5.5.1. *Consolidamento delle volte con materiale composito*

La tecnica consiste nell'incollare alla struttura, mediante resine epossidiche, delle fasce ad alta resistenza, composte da tessuti di fibre di materiale composito (carbonio, vetro, basalto) immerso in una matrice polimerica. La tecnologia di tali sistemi composti, denominati FRP, è indicata per rinforzi flessionali e di confinamento a compressione per elementi in calcestruzzo, legno e acciaio e per il rinforzo di pannelli e volte murarie. Questa tecnica è efficacemente utilizzata da alcuni anni per la conservazione e il recupero delle strutture di interesse storico – artistico in muratura. Le caratteristiche principali del sistema sono la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, la facilità e la duttilità di applicazione nei riguardi dell'adattamento a forme complesse e non perfettamente piane. I compositi, a parità di peso, forniscono prestazioni migliori dell'acciaio, adesione perfetta alle superfici e spessori ridotti che fanno sì che l'impatto visivo sia trascurabile. L'intervento, in ogni caso, è completamente reversibile in quanto le fasce sono semplicemente incollate alla superficie e possono essere rimosse in qualsiasi momento mediante un adeguato trattamento termico.

Per quanto riguarda gli interventi sugli archi o volte, il composito può essere applicato sull'intera superficie oppure in corrispondenza dei punti critici che si evidenziano attraverso il rilievo o la previsione del quadro fessurativo associato al meccanismo di collasso esaminato. In tali elementi strutturali, le fibre posizionate all'intradosso, manifestano una limitata efficacia garantita solo dall'aderenza tra lo stato di resina e la superficie dell'elemento; si vengono a creare degli sforzi di trazione perpendicolari alle fibre (tiro a vuoto).

Se invece l'applicazione viene effettuata all'estradosso, la tensione di trazione delle fibre, provoca invece una tensione di compressione sulla volta. Per questo motivo è consigliata l'applicazione delle fibre all'estradosso degli archi e delle volte. Sulle volte a crociera i nastri di materiale composito possono essere posizionati all'estradosso degli archi di imposta della volta e eventualmente anche sulle nervature diagonali. In alcuni casi il semplice intervento di placcaggio con fibre, pur essendo poco invasivo e facilmente

removibile, può essere tuttavia di scarsa efficacia. La fasciatura con fibre può quindi essere associata alla costruzione di un arco di rinforzo all'estradosso dell'esistente, posizionando le fibre tra la volta e il nuovo arco di rinforzo. La presenza dell'arco, oltre ad aumentare lo spessore in chiave, ha lo scopo di confinare la fibra obbligandola ad aderire all'estradosso della volta. L'intervento con le fibre sulle volte può essere associato alla sostituzione del rinfiacco con frenelli di laterizio che, diminuiscono il peso gravante sulla volta. Se all'intervento con i frenelli si aggiungono le fibre di composito con un sistema di ancoraggio, si limitano le possibilità di attivazione dei meccanismi di collasso più probabili.

Le fibre vengono disposte lungo le linee di massima tensione:

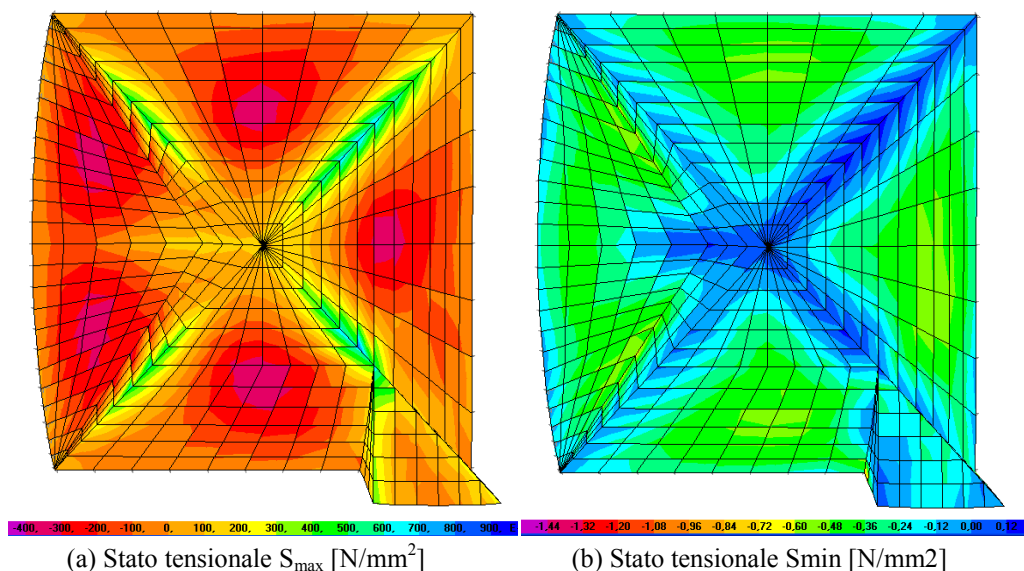
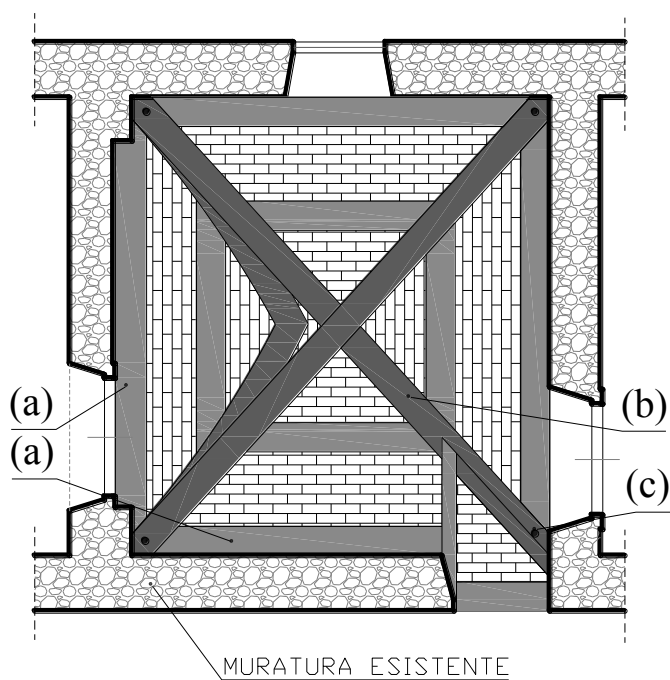


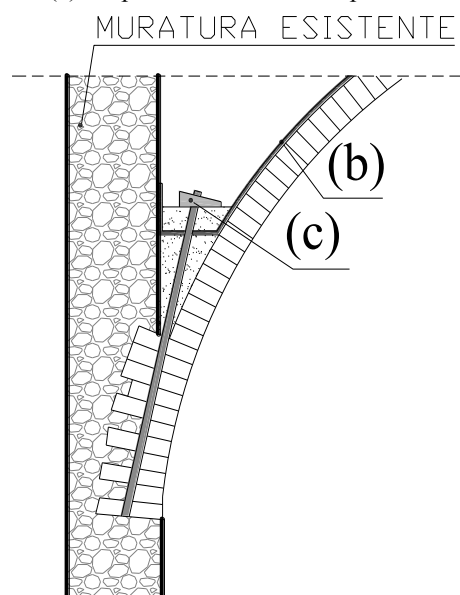
Figura 163. Stato tensionale volta per carichi gravitazionali

L'intervento è costituito dai seguenti elementi:

- a) **fibre orizzontali e verticali** in vetro, carbonio, basalto, etc..;
- b) **fibre diagonali** in vetro, carbonio, basalto, etc..;
- c) **ancoraggio** delle fibre alla muratura mediante barre in resina epossidica.



(a) Disposizione rinforzo in pianta



(b) Particolare risolto rinforzo

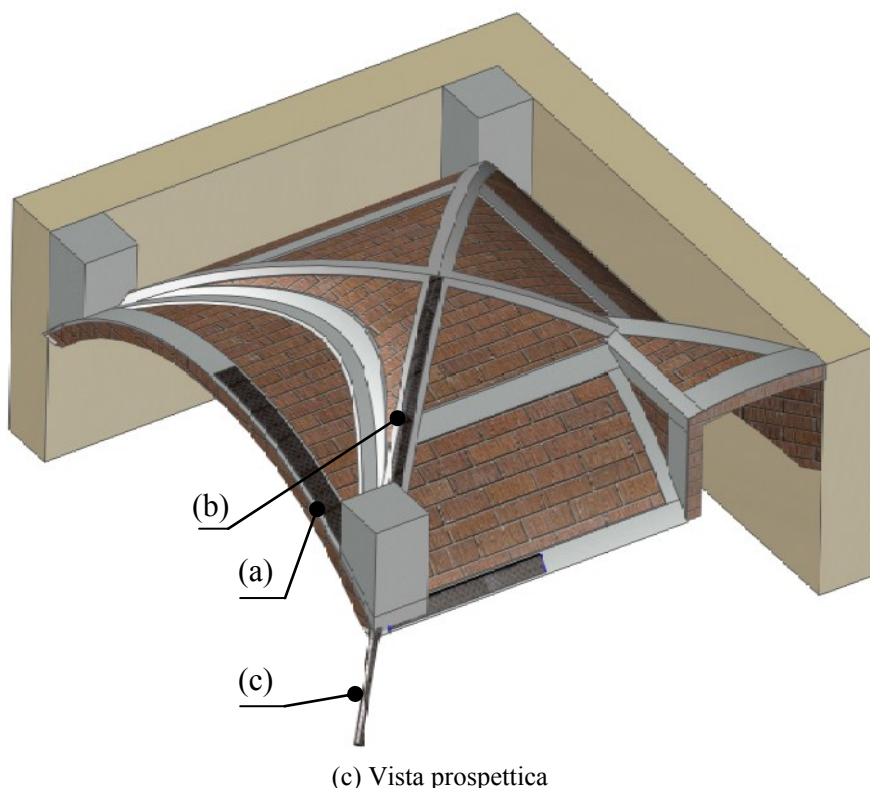


Figura 164. Consolidamento volta con FRP

Il dimensionamento si effettua confrontando il valore di deformazione registrato sulla volta con quello dell'FRP. Il calcolo del rinforzo viene eseguito secondo la procedura illustrata sulle istruzioni CNR-DT 200/2004 [24] qui di seguito riportate.

La lunghezza ottimale di ancoraggio, l_e , può essere stimata utilizzando la seguente espressione::

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{mtm}}}$$

essendo:

- E_f il modulo di elasticità normale del composito fibrorinforzato nella direzione della forza F ;
- t_f lo spessore del composito fibrorinforzato;

- f_{mtm} la resistenza media a trazione della muratura; in mancanza di dati diretti, si può assumere

$f_{mtm} = 0.10 f_{mk}$ (in particolare, poiché la coesione tra FRP e muratura è generalmente assicurata

all'interfaccia tra i blocchi ed il rinforzo, il valore di f_{mtm} da considerare nella formula è la resistenza media a trazione dei blocchi costituenti la muratura).

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura, il valore caratteristico dell'energia specifica di frattura, Γ_{FK} , del legame di aderenza rinforzo-muratura è esprimibile come:

$$\Gamma_{FK} = c_1 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mtm}}$$

dove c_1 è un coefficiente da determinare su base sperimentale. In assenza di dati, il valore di c_1 può essere assunto pari a 0,015.

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto nel rinforzo, ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dalla muratura al rinforzo di FRP vale:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_M}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{FK}}{t_f}}$$

essendo $\gamma_{f,d}$ il coefficiente parziale pari 1,20 e γ_M il coefficiente parziale della muratura pari a 2.

In mancanza di valutazioni analitiche approfondite, per rinforzi caratterizzati da una modesta curvatura, l'effetto combinato di distacco per forza di ancoraggio radente e ortogonale al piano di adesione, può essere valutato ipotizzando un dominio d'interazione lineare che riduca la forza radente di progetto in proporzione a quella ortogonale.

Indicando con σ_{sd} l'intensità della tensione normale al paramento agente in corrispondenza della superficie di adesione (di dimensioni $b_f \cdot l_b$), il valore di progetto della resistenza alla delaminazione

in direzione radente, f_{fpd} , può essere ottenuto mediante la relazione:

$$f_{fpd} = f_{fdd} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{sd}}{f_{mtd}}\right)$$

dove f_{fdd} è il valore di progetto della resistenza alla delaminazione e f_{mtd} è il valore di progetto della resistenza a trazione della muratura.

Nel caso di rinforzi a sagoma curva, con raggio di curvatura r , sollecitati da una tensione di

trazione costante, σ_f , si può assumere:

$$\sigma_{sd} = \sigma_f \cdot t_f \cdot \frac{1}{r}$$

La massima deformazione di progetto consentita al rinforzo in FRP è pari a:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} \cdot \eta_a, \varepsilon_{fpd} \right\}$$

Dove

η_a = coefficiente di conversione ambientale fornito dalle istruzioni CNR-DT200/2004 [24] in funzione della tipologia di fibra e dell'esposizione dell'intervento = 0,95

γ_f = coefficiente parziale per la fibra = 1,25

ε_{fk} = deformazione caratteristica a rottura = 2,1%

La massima deformazione nell'FRP all'atto della decoesione incipiente del rinforzo della muratura è pari a :

$$\varepsilon_{fpd} = \frac{f_{fpd}}{E_f}$$

Per soddisfare i requisiti di sicurezza, il rinforzo deve essere disposto in maniera diffusa lungo tutto lo sviluppo longitudinale della volta (direzione della generatrice). Per tale motivo i rinforzi vanno posizionati ad un interasse, p_f , che soddisfi la disuguaglianza:

$$p_f \leq 3 \cdot t + b_f$$

dove t è lo spessore della volta e b_f è la larghezza dei rinforzi adottati.

Il rinforzo strutturale tramite fasciature all'estradosso seguirà le seguenti fasi di lavorazione:

- Stuccatura accurata di eventuali lesioni o microlesioni all'intradosso della volta da effettuare con idonee malte e successivo puntellamento

delle strutture oggetto dell'intervento. Pulizia dell'estradosso, con eliminazione totale di parti inconsistenti e di qualsiasi materiale che possa pregiudicare il buon aggrappo delle lavorazioni seguenti.

- Eliminazione totale della polvere dall'intera superficie da trattare da effettuare con aspirapolvere. Nel caso in cui la superficie di applicazione del rinforzo si presenti molto irregolare, si provvederà a regolarizzarla con opportune malte idrauliche.
- Consolidamento di eventuali fessurazioni mediante intasamento con resina epossidica fluida a due componenti esente da solventi e che non presenti ritiri all'atto dell'indurimento. Se le lesioni superano i 4 mm si provvederà a miscelare la resina epossidica nelle giuste proporzioni con sabbia di quarzo di opportuna granulometria. La resina epossidica sarà preparata ed applicata seguendo le indicazioni della Casa Produttrice.
- Successiva stesura a spatola di adesivo epossidico tixotropico a due componenti esente da solventi con un consumo minimo di 4 kg/mq. Il prodotto avrà la funzione di livellare la superficie da rinforzare e di realizzare uno strato adesivo per la successiva applicazione del rinforzo.
- Sull'adesivo epossidico ancora fresco verrà effettuato uno spolvero di quarzo in granulometria fine per rendere la superficie idonea per l'ancoraggio del successivo strato di malta. L'adesivo epossidico tixotropico sarà preparato ed applicato seguendo scrupolosamente le indicazioni riportate nelle schede tecniche fornite dalla casa produttrice.
- Applicazione a fresco di tessuto di armatura unidirezionale o bidirezionale in fibra. Il tessuto dovrà essere steso con rullo o spatola nella direzione di progetto ed incorporato nella massa resinosa facendo attenzione alla formazione di bolle d'aria.

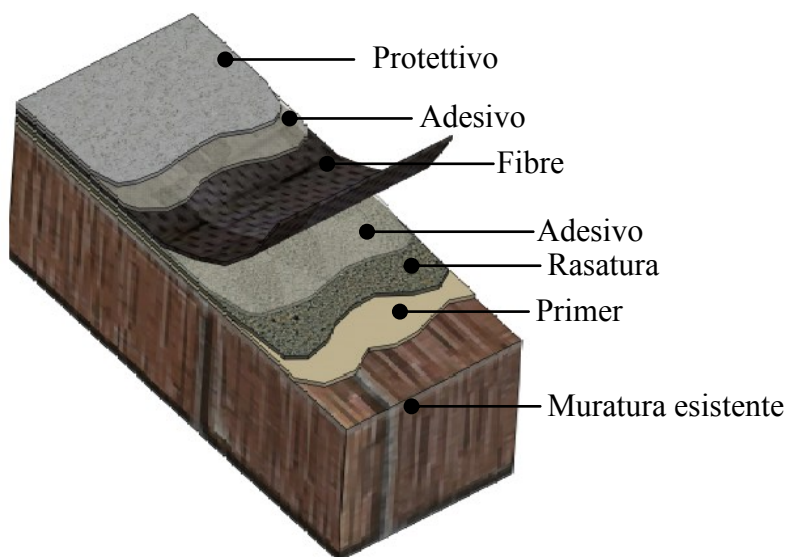


Figura 165. Particolare rinforzo

5.6. INTERVENTI IN COPERTURA

E' opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.

In generale, vanno il più possibile sviluppati i collegamenti e le connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, ricercando le configurazioni e le tecniche compatibili con le diverse culture costruttive locali. Oltre al collegamento con capochiave metallico, che impedisce la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature sia alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un elemento di connessione sul bordo superiore delle murature ed un elemento di ripartizione dei carichi concentrati delle orditure del tetto.

Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano, la spinta deve essere compensata.

Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali.

Possono essere introdotte forme di parziale irrigidimento delle falde, ad esempio per mezzo di tavolatisovrapposti e incrociati a quelli esistenti, con opportuni collegamenti ai bordi della muratura, o tramitecontroventi posti all'intradosso, realizzati con semplici catene metalliche.

5.6.1. *Interventi sulle giunzioni*

Le giunzioni costituiscono l'elemento chiave nella risposta sismica delle strutture lignee, perché in funzione dei dettagli che le caratterizzano possono costituire l'elemento più critico in cui si realizzano comportamenti fragili o sconnessioni, o viceversa possono fornire alla struttura una più o meno estesa capacità di dissipazione. Gli interventi degli ultimi anni sono eseguiti con elementi connettori metallici, delle forme più varie, quali chiodature, regge e staffe, secondo la tradizione, ma anche con l'inserimento di piastre dentate che sono tipiche delle giunzioni di nuova esecuzione.

Gli interventi più efficaci risultano essere quelli che predispongono l'inserimento di bulloni nelle zone di connessione degli elementi che caratterizzano la capriata, in quanto non modificano drasticamente le condizioni di funzionamento originarie.

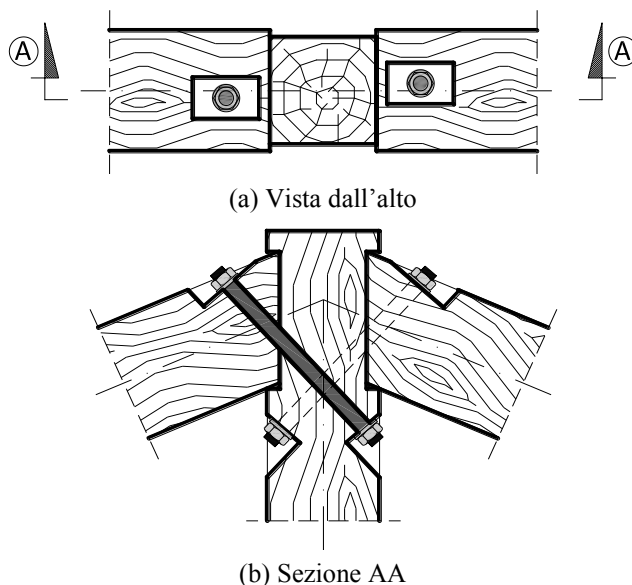


Figura 166. Particolare rinforzo collegamento tra monaco e puntone

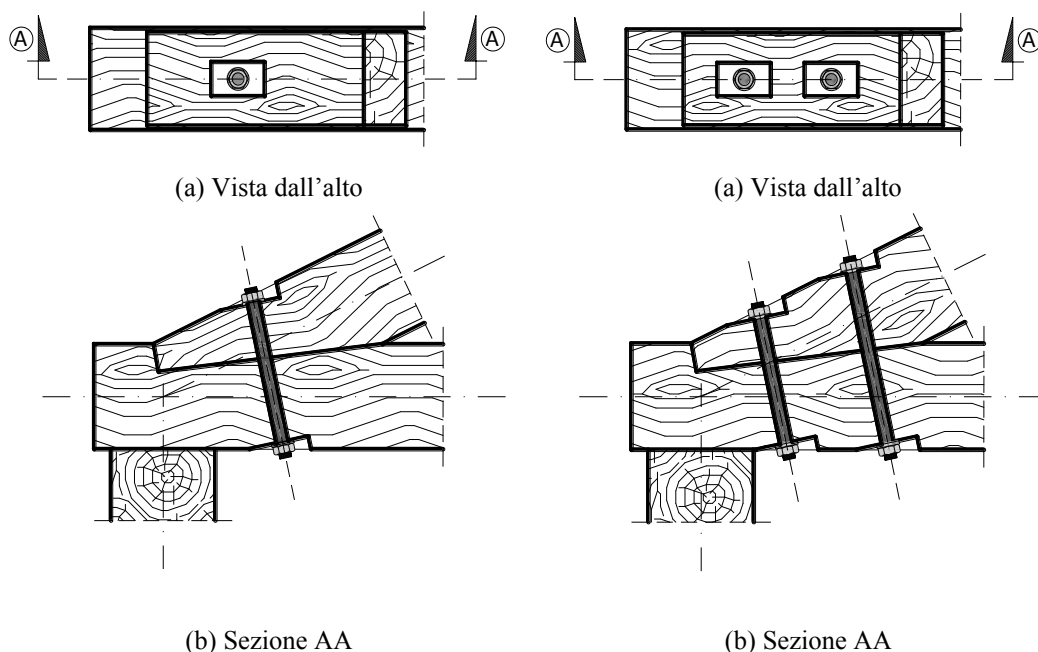


Figura 167. Particolare rinforzo collegamento ad un bullone tra catena e puntone **Figura 168.** Particolare rinforzo collegamento a due bulloni tra catena e puntone

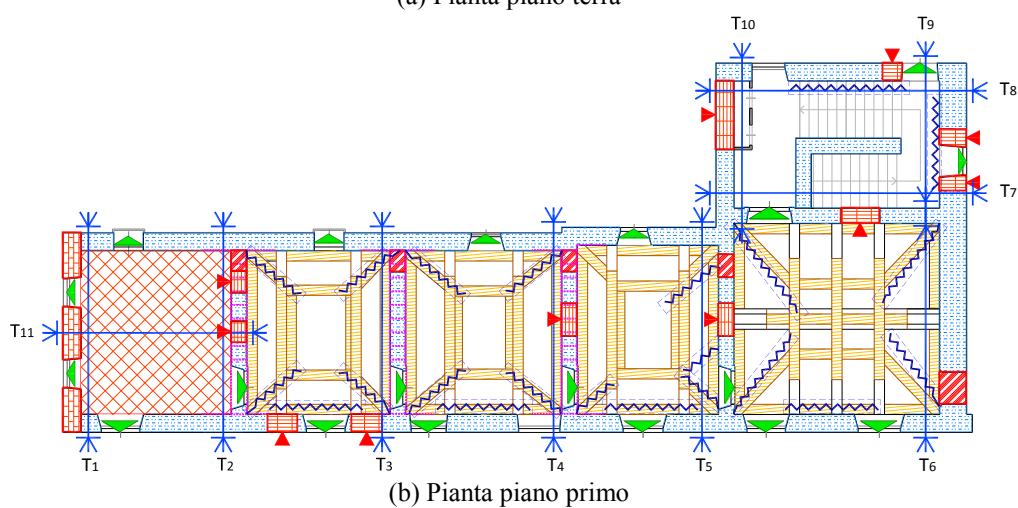
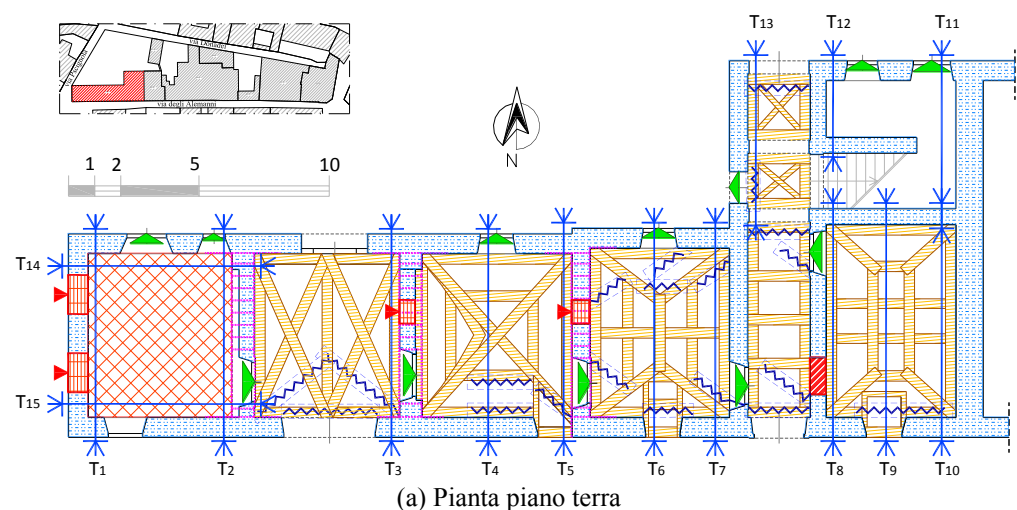
Nel caso dell'utilizzo di un bullone singolo il diametro deve essere relativamente elevato ($\Phi 20$ per una larghezza di 20 cm dell'elemento ligneo), mentre nel caso dell'utilizzo di due bulloni per il rinforzo del collegamento, si possono utilizzare diametri più modesti ($\Phi 12$ per una larghezza di 20 cm dell'elemento ligneo)

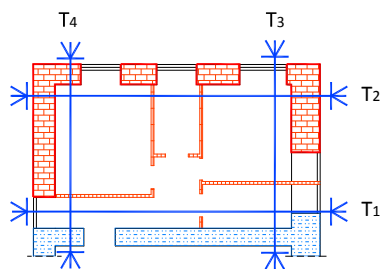
5.7. VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Gli interventi appena illustrati verranno utilizzati per colmare le specifiche lacune riscontrate nell'analisi del danno e dai risultati ottenuti per i modelli analizzati con il software 3 muri. Al fine di individuare l'efficacia degli interventi sulla singola unità verrà effettuato un confronto tra i risultati ottenuti dal software 3 muri per i modelli pre e post intervento.

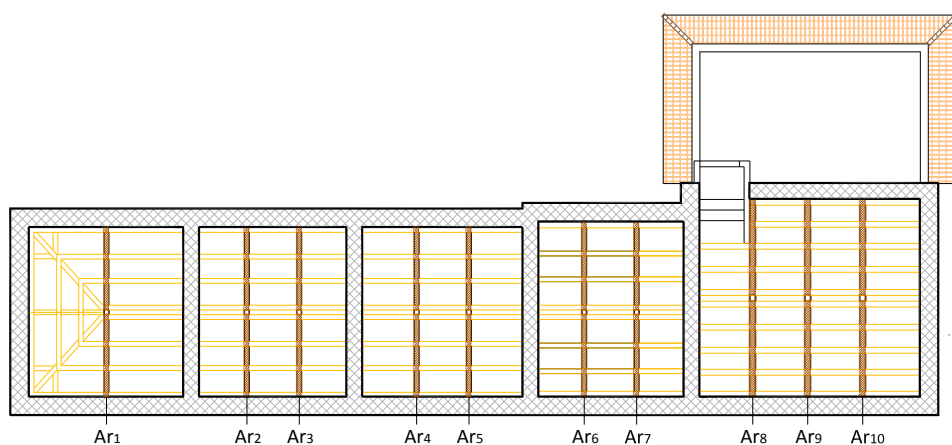
5.7.1. *Interventi Unità1*

Nella figura seguente vengono riportati gli interventi di consolidamento previsti per l'unità 1 dell'aggregato.





(c) Pianta piano rialzato



(d) Pianta copertura

LEGENDA

INTERVENTI

	RICOSTRUZIONE PORZIONI DI MURATURA PER CHIUSURA VANI ESISTENTI
	NUOVA MURATURA MATTONI PIENI
	INIEZIONE DI MISCELE LEGANTI
	SCUCI-CUCI e INIEZIONI LOCALIZZATE
	INTONACO ARMATO
	RIFACIMENTO ARCHITRAVE
	RICOSTRUZIONE VOLTE IN MATTONI
	SCUCI CUCI E INIEZIONI LOCALIZZATE - RISARCITURA LESIONI VOLTE
	CONSOLIDAMENTO VOLTE CON FRP
	INSERIMENTO DI TIRANTI IN ACCIAIO
	CONSOLIDAMENTO CAPIRATE
	CORDOLO IN CEMENTO ARMATO

Figura 169. Interventi di consolidamento Unità 1

5.7.2. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 1

Al modello dell'unità 1 verranno inseriti gli interventi mostrati nella figura precedente e qui di seguito riportati:

- Meccanismi di collasso locali “tirantature”;
- Risarcitura lesioni;
- Iniezioni con malta cementizia;
- Interventi “scuci e cucì”;
- Chiusura vani;
- Demolizioni parziali e ricostruzione degli elementi strutturali fortemente danneggiati;
- Intonaco armato.

La versione del software 3 muri [25] utilizzata non permette di inserire interventi di consolidamento per le volte e le coperture. Con l’inserimento dei tiranti per i vari impalcati, il software considera rigide le fasce della parete attraversata dal tirante. Per quanto riguarda gli interventi di iniezione di miscele leganti, si applicheranno i seguenti coefficienti migliorativi (tabella C8A.2.2 – NTC 2008 [2]):

- 2 per “muratura in pietrame disordinata”;
- 1,5 per “murature in pietre a spacco con buona tessitura”.

Mentre per gli interventi di ricorsi e listature si utilizzerà il coefficiente migliorativo di 1,3 (tabella C8A.2.2 – NTC 2008[2]).

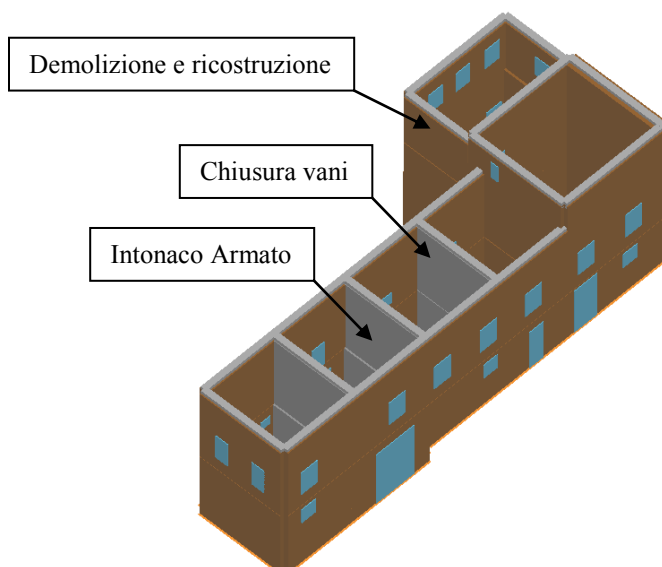


Figura 170. Modello unità 1 con interventi

5.7.2.1. Dettaglio verifiche

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,10	1,26	1,92	Si	0,26	0,85	Si	0,20	0,85	Si	1,09	2,18
3	-X	1,03	1,04	1,90	Si	0,24	0,70	Si	0,18	0,70	Si	1,00	2,03
5	+Y	1,47	1,52	2,43	Si	0,38	1,52	Si	0,29	1,52	Si	1,03	2,76
7	-Y	1,91	1,17	2,67	No	0,51	0,75	Si	0,38	0,75	Si	0,68	1,29
9	+X	1,17	1,35	1,98	Si	0,28	0,58	Si	0,21	0,58	Si	1,11	1,64
10	+X	1,07	1,10	1,90	Si	0,25	0,82	Si	0,19	0,82	Si	1,02	2,19
13	-X	1,11	1,19	1,98	Si	0,26	0,57	Si	0,20	0,57	Si	1,05	1,70
14	-X	0,99	0,94	1,87	No	0,22	0,68	Si	0,17	0,68	Si	0,97	2,04
17	+Y	0,67	1,91	0,90	Si	0,28	1,53	Si	0,22	1,02	Si	1,83	4,10
18	+Y	1,29	2,50	0,63	Si	0,53	2,50	Si	0,41	2,50	Si	1,79	4,45
21	-Y	1,43	1,45	2,35	Si	0,36	1,26	Si	0,28	1,22	Si	1,01	2,41
22	-Y	1,08	2,11	1,21	Si	0,38	2,11	Si	0,29	2,11	Si	1,55	4,09

Tabella 65. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 1 con interventi

Con gli interventi progettati si riesce a colmare quasi tutte le lacune strutturali dell'unità.

5.7.3. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 3

Analogo discorso viene fatto per l'unità 3, si riportano qui di seguito il dettaglio delle verifiche effettuate.

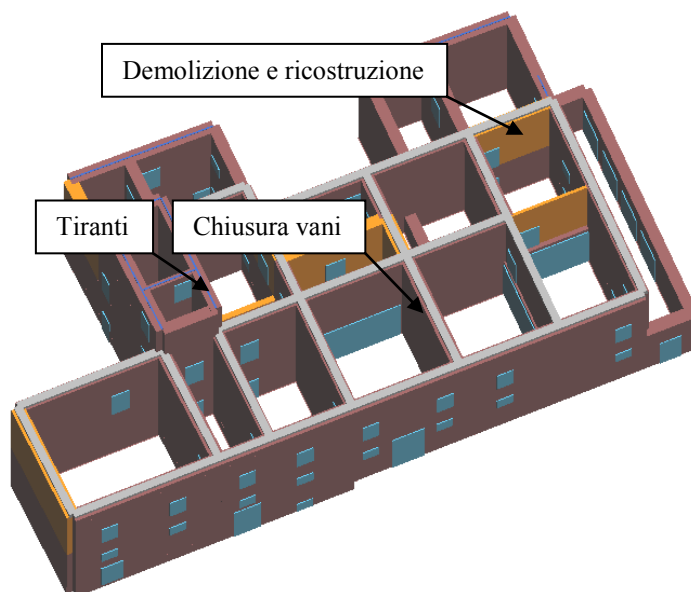


Figura 171. Modello unità 3 con interventi

5.7.3.1. Dettaglio verifiche

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	0,47	0,77	1,33	Si	0,13	0,49	Si	0,10	0,49	Si	1,29	2,31
3	-X	0,45	0,82	1,27	Si	0,13	0,82	Si	0,10	0,82	Si	1,36	3,17
5	+Y	0,52	0,40	1,47	No	0,13	0,40	Si	0,10	0,40	Si	0,89	2,01
7	-Y	0,53	0,44	1,49	No	0,13	0,44	Si	0,10	0,44	Si	0,91	2,07
9	+X	0,53	0,90	1,45	Si	0,13	0,38	Si	0,10	0,38	Si	1,36	1,94
10	+X	0,45	0,69	1,29	Si	0,13	0,59	Si	0,10	0,59	Si	1,24	2,61
13	-X	0,50	0,85	1,32	Si	0,14	0,73	Si	0,11	0,73	Si	1,32	2,84
14	-X	0,43	0,68	1,26	Si	0,13	0,68	Si	0,10	0,68	Si	1,25	2,89
17	+Y	0,53	0,70	1,49	Si	0,13	0,51	Si	0,10	0,51	Si	1,16	2,24
18	+Y	0,58	0,25	1,77	No	0,12	0,25	Si	0,09	0,25	Si	0,67	1,50
21	-Y	0,52	0,66	1,47	Si	0,13	0,55	Si	0,10	0,55	Si	1,13	2,35
22	-Y	0,58	0,29	1,78	No	0,12	0,29	Si	0,09	0,29	Si	0,71	1,60

Tabella 66. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 3 con interventi

5.7.4. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 5

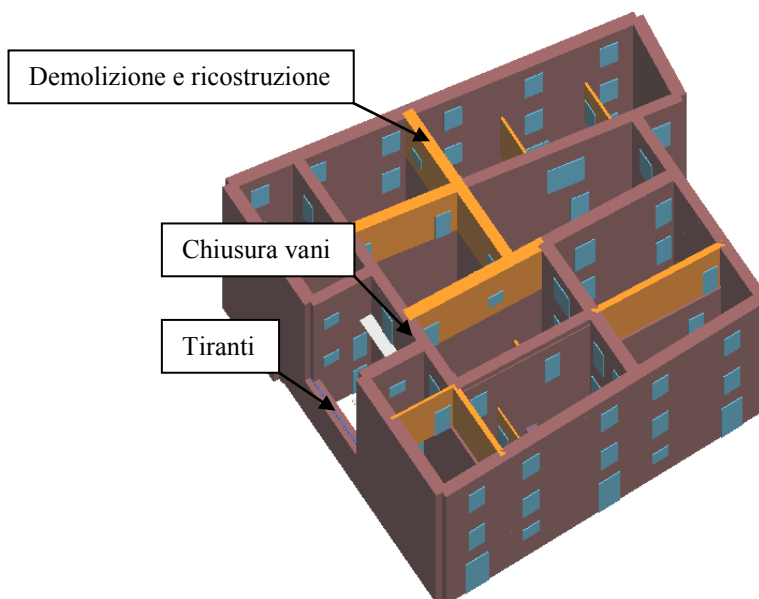


Figura 172. Modello unità 5 con interventi

5.7.4.1. Dettaglio verifiche

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,10	1,44	1,94	Sì	0,24	0,85	Sì	0,18	0,85	Sì	1,20	2,20
3	-X	1,26	1,50	2,10	Sì	0,27	0,96	Sì	0,21	0,96	Sì	1,14	2,19
5	+Y	1,16	1,37	1,98	Sì	0,26	0,66	Sì	0,20	0,66	Sì	1,13	1,80
7	-Y	1,10	1,40	1,99	Sì	0,24	1,09	Sì	0,18	1,09	Sì	1,18	2,63
9	+X	1,10	1,27	1,90	Sì	0,24	0,79	Sì	0,18	0,79	Sì	1,10	2,11
10	+X	1,13	1,52	1,96	Sì	0,24	1,21	Sì	0,19	1,00	Sì	1,23	2,78
13	-X	1,25	1,57	2,17	Sì	0,26	0,81	Sì	0,21	0,81	Sì	1,19	1,96
14	-X	1,24	1,51	2,13	Sì	0,26	1,01	Sì	0,21	1,01	Sì	1,16	2,30
17	+Y	1,23	0,95	2,02	No	0,28	0,85	Sì	0,22	0,85	Sì	0,84	2,03
18	+Y	1,11	1,50	1,97	Sì	0,24	0,67	Sì	0,19	0,67	Sì	1,23	1,88
21	-Y	1,14	1,49	2,05	Sì	0,25	1,18	Sì	0,19	1,18	Sì	1,21	2,72
22	-Y	1,07	1,50	1,95	Sì	0,23	1,10	Sì	0,18	1,10	Sì	1,27	2,69

Tabella 67. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 5 con interventi

5.7.5. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 6

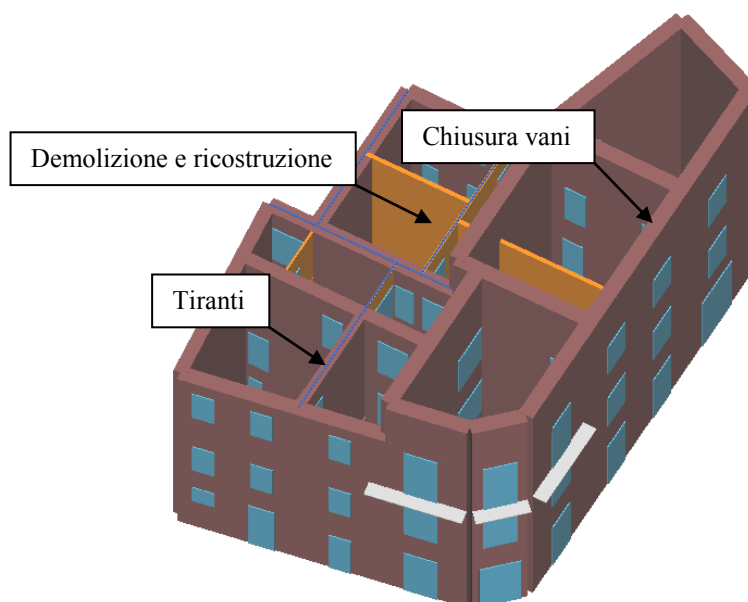


Figura 173. Modello unità 6 con interventi

5.7.5.1. Dettaglio verifiche

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	1,73	1,96	2,40	Si	0,46	1,64	Si	0,35	1,64	Si	1,11	2,56
3	-X	1,38	1,35	2,07	No	0,34	1,11	Si	0,27	1,11	Si	0,98	2,24
5	+Y	1,79	1,34	2,64	No	0,49	1,12	Si	0,37	0,80	Si	0,79	1,83
7	-Y	1,91	1,90	2,60	No	0,54	1,09	Si	0,41	1,09	Si	1,00	1,68
9	+X	1,57	2,05	2,37	Si	0,39	1,23	Si	0,31	1,23	Si	1,24	2,20
10	+X	1,80	1,84	2,50	Si	0,48	1,60	Si	0,37	1,60	Si	1,02	2,43
13	-X	1,40	1,47	2,22	Si	0,34	1,04	Si	0,26	1,04	Si	1,04	2,12
14	-X	1,44	1,36	2,14	No	0,36	0,98	Si	0,28	0,98	Si	0,96	1,99
17	+Y	1,86	1,31	2,80	No	0,53	0,98	Si	0,38	0,73	Si	0,75	1,58
18	+Y	1,70	1,34	2,55	No	0,45	0,97	Si	0,34	0,89	Si	0,83	1,70
21	-Y	1,96	1,69	2,66	No	0,57	1,07	Si	0,43	0,94	Si	0,88	1,61
22	-Y	1,86	1,91	2,60	Si	0,52	1,14	Si	0,39	1,14	Si	1,03	1,79

Tabella 68. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 6 con interventi

5.7.6. Valutazione miglioramento sismico raggiunto per l'unità 7

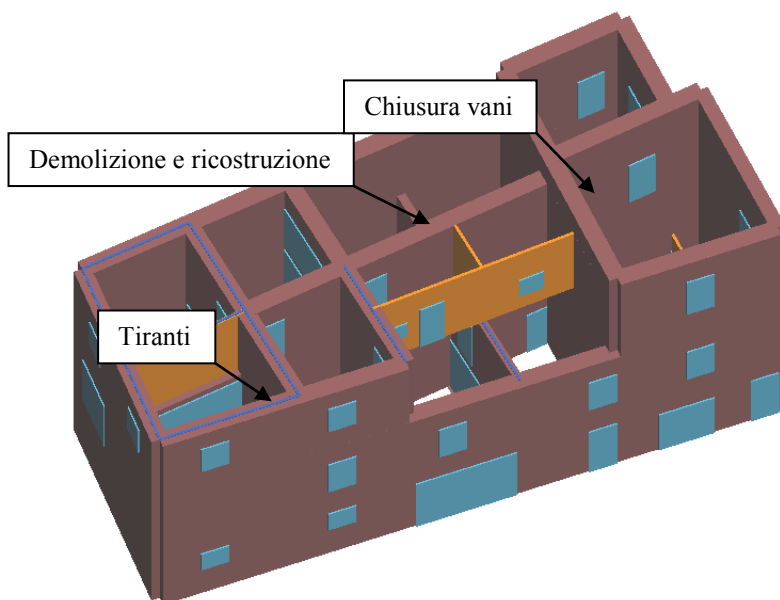


Figura 174. Modello unità 7 con interventi

5.7.6.1. Dettaglio verifiche

VERIFICHE		SLV				SLD			SLO			O.P.C.M. 3362	
N.	Dir. sisma	D _{Max} [cm]	D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	0,70	1,11	1,46	Si	0,18	0,59	Si	0,14	0,59	Si	1,30	2,18
3	-X	0,93	1,43	1,70	Si	0,21	0,61	Si	0,17	0,61	Si	1,32	1,97
5	+Y	1,56	3,00	2,19	Si	0,38	1,79	Si	0,30	1,79	Si	1,37	2,97
7	-Y	1,66	1,97	2,36	Si	0,41	1,14	Si	0,32	1,14	Si	1,14	1,99
9	+X	0,78	1,12	1,52	Si	0,19	0,52	Si	0,15	0,52	Si	1,24	1,94
10	+X	0,64	1,11	1,43	Si	0,17	0,59	Si	0,13	0,59	Si	1,37	2,24
13	-X	1,07	1,45	1,81	Si	0,24	0,63	Si	0,18	0,63	Si	1,23	1,88
14	-X	0,80	1,23	1,58	Si	0,19	0,67	Si	0,15	0,67	Si	1,30	2,21
17	+Y	1,57	2,73	2,26	Si	0,38	1,50	Si	0,30	1,50	Si	1,33	2,58
18	+Y	1,56	1,77	2,14	Si	0,39	1,69	Si	0,30	1,69	Si	1,10	2,84
21	-Y	1,70	2,29	2,40	Si	0,42	0,79	Si	0,33	0,79	Si	1,25	1,50
22	-Y	1,64	1,26	2,49	No	0,40	0,97	Si	0,30	0,97	Si	0,82	1,78

Tabella 69. Valori in dettaglio delle verifiche effettuate per l'unità 7 con interventi

6. CONCLUSIONI

Ripercorrendo quanto affrontato in questo lavoro di tesi, l'approccio utilizzato nei confronti delle diverse questioni trattate, i risultati raggiunti, nonché le problematiche studiate, ma rimaste ancora "aperte", in questo paragrafo conclusivo, non si andrà nello specifico delle singole trattazioni (come del resto già fatto all'interno dei singoli paragrafi), ma, al contrario, si evidenzieranno gli aspetti principali, più generali, ma di fondamentale importanza per poter definire una metodologia di analisi il più possibile definita e ripetibile su altri aggregati storici in muratura, da riportare in delle linee guida che supportino i professionisti locali nel redigere i progetti di ricostruzione. Una bozza di tali linee guida dal titolo Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato è stata pubblicata nell'ottobre 2010 dal Dipartimento della Protezione Civile in collaborazioni con ReLuis.

Il primo punto da sottolineare, come del resto ampiamente e coscientemente trattato sia dall'OPCM 3431 [18] che dalla NTC 08 [2], è l'importanza che riveste tutta la fase preliminare alle analisi, ossia quella relativa alle operazioni di rilievo e di indagini conoscitive e sperimentali indirizzate alla più corretta presa di coscienza dell'organizzazione strutturale, dei dettagli costruttivi e dei materiali utilizzati.

Tuttavia per una corretta individuazione della vulnerabilità di un edificio in aggregato, è indispensabile tener conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso. Un adeguato Livello di Conoscenza ed uno spirito critico nel comprendere, seppur qualitativamente, le zone con comportamento più incerto nei confronti di un'azione sismica e le diverse iterazioni tra le unità costituenti l'aggregato, consentono di approcciarsi con correttezza e consapevolezza, senza una mera ed incondizionata accezione dei risultati ottenuti dalle analisi svolte.

A tal proposito, infatti, i risultati ottenuti nella seconda parte dell'attività svolta hanno confermato quanto già emerso a livello indicativo della fase preliminare di indagine.

Il rilievo critico del danno, pur non potendo essere esaustivo delle innumerevoli varianti di comportamento degli edifici in muratura de L'Aquila, rappresenta uno spunto per interessanti riflessioni. A fronte del terremoto, la muratura ha mostrato tutti i suoi punti deboli ma anche le sue capacità di resistenza: i crolli sono sempre spiegabili per la presenza di difetti costruttivi, ristrutturazioni incongrue o forte degrado o per abbandono; buoni comportamenti sono invece associati a specifici dettagli costruttivi, spesso realizzati in fase di costruzione, ma a volte frutto di riparazioni o interventi di consolidamento.

Il passo successivo è l'analisi di vulnerabilità sismica, le normative vigenti riguardanti le costruzioni in muratura affrontano la verifica sismica controllando, come primo passo, che non venga raggiunto il valore di attivazione dei meccanismi locali; in seguito si passa alla valutazione del comportamento di insieme della struttura, effettuando una verifica globale della scatola muraria. A tal proposito nel capito 2 della tesi vengono presentati una rassegna dei possibili cinematismi che si possono attivare sugli edifici in aggregato in muratura, nel capitolo 3 invece vengono valutati i valori di attivazione dei meccanismi riscontrati nel rilievo critico del danno. Per quanto invece concerne *le analisi globali*, data la morfologia dell'aggregato, è stato possibile suddividerlo in otto unità di analisi con iterazioni pressoché nulle tra le stesse, tale schematizzazione trova conferma anche dall'analisi critica del danno dalla quale si evince un comportamento indipendente per le varie unità. La costruzione di un modello globale dell'intero aggregato, per la presenza di solai sfalsati, per l'impossibilità di definire un unico impalcato rigido per i vari piani e per la distribuzione spaziale degli edifici, risulta in questo caso non appropriata.

Negli edifici in muratura esistenti, nell'edilizia storica in particolare, è necessario quindi puntare l'attenzione sulla costruzione dei modelli di analisi, il più possibile semplici, ma significativi, per dare risposte orientative sul livello di sicurezza conseguito, senza pretendere di attribuire un valore assoluto ad una quantificazione numerica sempre affetta da troppe e rilevanti incertezze.

La scelta del modello di calcolo, è stata effettuata confrontando i risultati ottenuti per una medesima parete in muratura da i diversi metodi di analisi, il confronto è stato eseguito tra metodi di analisi che utilizzano una metodologia alla POR, modelli a telaio equivalente, metodologia SAM, schematizzazioni semplificate e modelli FEM.

Le analisi sono state condotte inizialmente in modalità statica lineare, tramite fattore di struttura q , ottenendo le differenti le distribuzioni tensionali all'interno della parete dei vari metodi, e quindi in modalità statica non-lineare, conseguendo alle relative curve di capacità e confrontando lo spostamento e la resistenza ultimi. Da tale confronto è emersa una stretta dipendenza tra la rigidezza delle fasce murarie lo spostamento e la capacità ultima della parete, ad una maggiore rigidezza delle fasce (tipo metodo POR) corrisponde una maggiore capacità ultima e un minore spostamento ultimo. Il metodo 3Muri e SAM che utilizzano una schematizzazione a telaio equivalente sembrano essere quelli più adatti a descrivere questo tipo di struttura caratterizzati da fasce e solai deformabili, è opportuno comunque sottolineare, una serie di problematiche e limitazioni dei modelli a telaio equivalente tra cui: presenza di piani sfalsati e mezzanini; aperture non allineate, in numero diverso ai vari livelli; presenza di numerose nicchie con distribuzione e dimensioni irregolari; presenza di piani interrati e dislivelli del terreno. Quindi a fine di realizzare un modello compatibile con lo schema a telaio equivalente è stato necessario: allineare i solai sfalsati, con conseguente modifica sostanziale di prospetti e forometrie rispetto all'assetto originale; considerare conseguentemente i piani ammezzati, non modellati, come carico aggiuntivo al solaio sottostante (per non escluderli completamente dall'analisi); inserire aperture fittizie ed eliminarne altre affinché il programma fosse in grado di costruire un telaio coerente alla parete esaminata; considerare solamente le nicchie di notevoli dimensioni.

Scelto il metodo di calcolo le analisi sono state condotte per ogni singola unità costituente l'aggregato, verificando le carenze nei confronti dei livelli di sicurezza imposti dalle NTC 08.

Le fasi di conoscenza (rilievo geometrico, costruttivo/strutturale e il rilievo critico del danno) unite all'analisi di vulnerabilità e all'analisi dei

meccanismi locali di collasso estesa a tutto l'edificio sono la condizione preliminare indispensabile per la definizione degli interventi per il miglioramento sismico.

È stata proposta una rassegna delle principali tecniche di intervento, suddivise per tipologia strutturale, correlate sia da una descrizione delle fasi di applicazione che dai metodi di progettazione. La scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Come indicato in normativa, si sono privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio. Gli interventi sono stati scelti in modo da rispettare, per quanto possibile, la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista si è scelto, quando possibile, di riparare gli elementi strutturali danneggiati piuttosto che sostituirli. Caratteristica fondamentale per garantire un buon comportamento all'azione sismica degli edifici esistenti in muratura è il comportamento scatolare di quest'ultima: è importante in questa fase garantire la fattibilità degli interventi mirati ad assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti. Inoltre, si è verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate fossero efficacemente contrastate: archi e volte costituiscono infatti un elemento di vulnerabilità, dovuta al loro peso e alla spinta orizzontale che esercitano sulle pareti. Successivamente a questa fase generale d'individuazione degli interventi, questi sono stati applicati nello specifico al fabbricato oggetto di analisi, per il quale sono stati adattati e progettati.

È stata quindi svolta una fase iniziale qualitativa di scelta dell'intervento che, però, non ha sostituito l'analisi quantitativa di progettazione e di definizione dell'incremento di resistenza e di miglioramento sismico.

Una volta stabiliti i possibili interventi da applicare alle strutture, è stato valutato il livello di sicurezza raggiunto dalle singole unità, non è stato possibile riportare, con gli attuali software di calcolo, tutti gli interventi

previsti. Le maggiori difficoltà si sono riscontrate per l'inserimento degli interventi riguardanti gli orizzontamenti, gli architravi e le coperture, infatti questa versione del software permette esclusivamente di cambiare i parametri meccanici dei materiali utilizzati, moltiplicandoli per i coefficienti previsti dalla norma per gli interventi sulle murature. Dalla lettura dei risultati ottenuti dalle analisi si nota che non tutti i livelli di sicurezza sono verificati quindi si può parlare in questo caso di interventi miglioramento sismico. Concludendo lo studio descritto in questo lavoro di tesi ha avuto lo scopo di fornire gli strumenti per una corretta valutazione del comportamento strutturale locale e globale di edifici in muratura in aggregato, attraverso l'identificazione della struttura, l'interpretazione delle cause di danno, l'individuazione delle anomalie e dei problemi strutturali al fine di determinare le più adeguate tecniche di intervento per il ripristino strutturale, che consentano di raggiungere un opportuno grado di miglioramento del comportamento in campo sismico delle strutture.

RIFERIMENTI

- [1] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3820 del 12/11/2009. Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile, art.7 commi 3-9, nel seguito indicata come O.P.C.M.3820;
- [2] Decreto Ministeriale del 14/1/2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n.30, nel seguito indicato come NTC2008;
- [3] Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008*. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27;
- [4] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3832 del 22/12/2009. Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile, art.3, nel seguito indicata come O.P.C.M. 3832;
- [5] *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)* circolare n. 26 del 2 dicembre del 2010, nel seguito indicato come Linee Guida Patrimonio Culturale;
- [6] AA.VV., 2007. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. Parte Seconda - Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. Sisma Marche 1997 - Decreto del Commissario Delegato per gli

- interventi di Protezione Civile n. 28 del 10 aprile 2002. Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l., Osimo (AN).
- [7] Avorio A., Borri A., 2002. *Studio sulla vulnerabilità sismica di un centro storico attraverso l'utilizzo di un database georeferenziato – Città di Castello*. Studio realizzato con la partecipazione dell'Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale. Rapporto di Ricerca. Città di Castello: Tipolitografia Petrucci Corrado & C., Luglio 2002.
- [8] Borri A., Avorio A., Corradi M. (a cura di), 2002. *Ricerche per la ricostruzione - Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione*. DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.
- [9] Borri A., Avorio A., Cangi G., 1999. *Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura*. In Regione dell'Umbria - Gurrieri F. (a cura di), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post-sismica degli edifici*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.
- [10] Giuffré A., 1991. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa, Roma.
- [11] Giuffré A., 1993. *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*. Laterza, Bari.
- [12] G.d.L., 1980. *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*. CNR-PF Geodinamica, Rapporto tecnico, 361, pp. 83
- [13] Gruppo di Lavoro, 1999. *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*. Ingegneria Sismica, 16, 1, 5-14.

- [14] Gruppo di Lavoro MPS, 2004. Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- [15] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, G.U. n.105 del 08/05/2003.
- [16] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28/04/2006. *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, G.U. n.108 del 11/05/2006.
- [17] Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-1:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [18] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431 – Testo integrato dell'allegato 2 – Edifici – all'ordinanza 3274 come modificato dall' OPCM 3431 del 3/5/05: "*Norme tecniche per il progetto, la valutazione, e l' adeguamento sismico degli edifici*".
- [19] Magenes G, Calvi G.M. *In-plane seismic response of brick masonry walls. Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 26, 1091-1112 (1997).*
- [20] TURNŠEK, V., CACOVIC, F., "*Some experimental results on the strength of brick masonry walls*", *Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971, pp. 149-156.*

- [21]DOLCE, M., “Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti”, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.
- [22]Lagomarsino S., Cattari S., Pagnini L., Parodi S.(2010) Applications: damage and loss scenario at regional/urban level for different SH input, Report del S2 Project “Development of a dynamical model for seismic hazard assessment at National scale” (Agreement DPC-INGV 2007-2009; Coordinatori: E. Faccioli e W.Marzocchi).
- [23]Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3362 del 08/07/2004. *Modalità di attivazione del fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell’art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326. G.U. n.165 del 16/07/2004.*
- [24]CNR-DT 200/2004 (2004), “Istruzione per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati, materiali, strutture in c.a. e in c.a.p., strutture murarie”, Roma CNR 13luglio 2004.
- [25] Software di calcolo strutturale 3Muri Professional Versione 4.0.2
Copyright (1998-2008) S.T.A.DATA Chiave Hardware N° 13334